



Instituto Tecnológico  
GeoMinero de España

# **MANUAL DE INGENIERIA GEOLOGICA**



MINISTERIO DE INDUSTRIA Y ENERGIA

# MANUAL DE INGENIERIA GEOLOGICA

**Dirección del Trabajo:** F.J. Ayala Carcedo (ITGE). *Dr. Ingeniero de Minas*

**Editores:** J.M<sup>a</sup> Rodríguez Ortiz. *Dr. Ingeniero de Caminos. Catedrático de la U.P.M.*  
L. González de Vallejo. *Dr. Ciencias Geológicas. Catedrático de la U.C.M.*

## Autores de los diferentes capítulos:

Cap.1	Introducción	J.A. Jimenez Salas	<i>Dr. Ingeniero de Caminos</i>
Cap.2	Introducción a la mecánica de rocas	Carlos Oteo Mazo	<i>Dr. Ingeniero de Caminos</i>
Cap.3	Introducción a la mecánica del suelo	J.M <sup>a</sup> . Rodríguez Ortiz	<i>Dr. Ingeniero de Caminos</i>
Cap.4	Introducción a la Hidrogeología	P.E. Martínez Alfaro	<i>Dr. en Ciencias Geológicas</i>
Cap.5	Introducción a la Geomorfología	J. de Pedraza Gilsana	<i>Dr. en Ciencias Geológicas</i>
Cap.6	Reconocimiento del terreno	F.López Glez.Mesones	<i>Dr. Ingeniero de Minas</i>
Cap.7	Estabilidad de taludes en cortas mineras	Carlos Oteo Mazo	<i>Dr. Ingeniero de Caminos</i>
		L. Glez. de Vallejo	<i>Dr. en Ciencias Geológicas</i>
Cap.8	Ingeniería, Geología y Minería subterránea	R. Lain Huerta	<i>Dr. Ingeniero de Minas</i>
Cap.9	Ingeniería geológica en túneles	L. Glez. de Vallejo	<i>Dr. en Ciencias Geológicas</i>
Cap.10	Ingeniería geológica y espacio subterráneo	J.M <sup>a</sup> . Rodríguez Ortiz	<i>Dr. Ingeniero de Caminos</i>
Cap.11	Ingeniería geológica en vías de comunicación	J.M <sup>a</sup> . Rodríguez Ortiz	<i>Dr. Ingeniero de Caminos</i>
Cap.12	Obras hidráulicas	F.Javier Andreu Posse	<i>Ingeniero de Caminos</i>
Cap.13	Ingeniería aplicada a las obras marítimas y ordenación del litoral	Carlos Prieto Alcolea	<i>Ldo. en Ciencias Geológicas</i>
Cap.14	Cimentaciones	J.M <sup>a</sup> . Rodríguez Ortiz	<i>Dr. Ingeniero de Caminos</i>
Cap.15	Ingeniería Geológica y protección del medio ambiente	J.L. Sanz Contreras	<i>Dr. Ingeniero de Minas</i>
		J.M <sup>a</sup> . Rodríguez Ortiz	<i>Dr. Ingeniero de Caminos</i>
Cap.16-I	Movimientos del terreno	J.M <sup>a</sup> Rodríguez Ortiz	<i>Dr. Ingeniero de Caminos</i>
Cap.16-II	Riesgo sismotectónico	L. Glez. de Vallejo	<i>Dr. en Ciencias Geológicas</i>
Cap.16-III	Riesgo volcánico	V. Araña Saavedra	<i>Dr. en Ciencias Geológicas</i>
Cap.16-IV	Inundaciones	Carlos Prieto Alcolea	<i>Ldo. en Ciencias Geológicas</i>
Cap.16-V	Riesgos asociados al karst	J.J. Durán Valsero	<i>Ldo. en Ciencias Geológicas</i>
Cap.16-VI	Erosión	J.M <sup>a</sup> . Rodríguez Ortiz	<i>Dr. Ingeniero de Caminos</i>
Cap.17	Aspectos legislativos y normativos de la Ingeniería Geológica	L. Suarez Ordoñez	<i>Ldo. en Ciencias Geológicas</i> <i>Ldo. en Derecho</i>

## INDICE

	<u>Pag.</u>		<u>Pag.</u>
<b>1. INTRODUCCION</b>	1/1		
<b>2. INTRODUCCION A LA MECANICA DE ROCAS</b>	2/1		
2.1. Introducci3n	2/1	piezom3tricas	4/9
2.2. El Medio Rocoso: Origen y Transformaciones	2/4	4.16. Oscilaciones de niveles	
2.3. Propuestas mec3nicas de las Rocas	2/14	piezom3tricos	4/10
2.4. Alterabilidad de los materiales rocosos	2/29	4.17. Hidr3ulica de captaciones	4/11
<b>3. INTRODUCCION A LA MECANICA DEL SUELO</b>	3/1	4.18. Utilizaci3n pr3ctica de la formulaci3n cl3sica de la Hidr3ulica de pozos	4/13
3.1. Origen de los suelos	3/1	4.19. Acu3fero con varios pozos de bombeo: principio de superposici3n de efectos	4/13
3.2. Identificaci3n de los suelos	3/1	4.20. Acu3feros limitados. Ensayos de recuperaci3n	4/14
3.3. Clasificaci3n de los suelos	3/5	4.21. Hidrogeoqu3mica	4/14
3.4. Deformabilidad de los suelos	3/7	4.22. Contaminaci3n de aguas subterr3neas	4/16
3.5. Resistencia al corte de los suelos	3/12	4.23. Bibliograf3a	4/17
3.6. Suelos en condiciones especiales	3/17	<b>5. INTRODUCCION A LA GEOMORFOLOGIA</b>	5/1
<b>4. INTRODUCCION A LA HIDROGEOLOGIA</b>	4/1	5.1. Introducci3n	5/1
4.1. El ciclo de agua en la naturaleza	4/1	5.2. Procesos ex3genos	5/4
4.2. Las Rocas como acu3feros	4/1	5.3. S3ntesis general: tipos de relieves o paisajes	5/53
4.3. Distribuci3n del agua en el subsuelo	4/2	<b>6. RECONOCIMIENTO DEL TERRENO</b>	6/1
4.4. Tipos de acu3feros	4/4	6.1. El reconocimiento del terreno	6/1
4.5. Presi3n intersticial y tensi3n intergranular	4/4	6.2. Planificaci3n de reconocimientos	6/1
4.6. Potencial hidr3ulico	4/4	6.3. Procedimientos mec3nicos de reconocimiento del subsuelo	6/2
4.7. Coeficiente de almacenamiento	4/4	6.4. Toma de muestras inalteradas	6/9
4.8. Movimiento del agua subterr3nea	4/5	6.5. Registro de datos de sondeo	6/10
4.9. Conductividad hidr3ulica o permeabilidad	4/6	6.6. Ensayos in situ	6/18
4.10. Homogeneidad e isotrop3a	4/6	6.7. Bibliograf3a	6/23
4.11. Validez de la Ley de Darcy	4/7	<b>7. ESTABILIDAD DE TALUDES EN CORTAS MINERAS</b>	7/1
4.12. Superficies equipotenciales. L3neas de corriente. R3gimen estacionario y r3gimen transitorio	4/7	7.1. Introducci3n	7/1
4.13. Ecuaci3n de la continuidad	4/7	7.2. Principales problemas geot3cnicos	7/1
4.14. Redes de flujo	4/8	7.3. M3todo de trabajo	7/1
4.15. Interpretaci3n de superficies		7.4. Condiciones geol3gicas	7/3
		7.5. Caracterizaci3n geot3cnica	7/4
		7.6. Sectorizaci3n	7/7
		7.7. Problemas de estabilidad de taludes	7/7
		7.8. Conclusiones	7/11

	<u>Pag.</u>		<u>Pag.</u>
<b>8. INGENIERIA, GEOLOGIA Y MINERIA SUBTERRANEA</b>	8/1	12.4. Presas de materiales sueltos	12/24
8.1. Introducción	8/1	12.5. Estudios previos, reconocimientos y ensayos	12/32
8.2. Modelación del yacimiento	8/1	12.6. Mejoras del terreno	12/37
8.3. Métodos de explotación	8/3	12.7. Estructuras auxiliares de las presas	12/39
8.4. Influencias del agua en las explotaciones mineras	8/21	12.8. Canales	12/39
8.5. Labores mineras	8/22	12.9. Bibliografía	12/40
8.6. Diseño de techos en explotaciones mineras	8/26	<b>13. INGENIERIA APLICADA A LAS OBRAS MARITIMAS Y ORDENACION DEL LITORAL</b>	13/1
8.7. Tensiones en roca	8/30	13.1. Introducción	13/1
8.8. Sismicidad inducida	8/35	13.2. Factores actuantes en la dinámica costera	13/2
8.9. Subsistencia minera	8/37	13.3. Morfodinámica litoral	13/14
8.10. Bibliografía	8/40	13.4. Alteraciones humanas al equilibrio natural de las costas	13/25
<b>9. INGENIERIA GEOLOGICA EN TUNELES</b>	9/1	<b>14. CIMENTACIONES</b>	14/1
9.1. Introducción	9/1	14.1. Introducción	14/1
9.2. Investigaciones in situ para túneles	9/2	14.2. Tipología	14/2
9.3. Influencia de las condiciones geológicas y geomecánicas en una excavación subterránea	9/13	14.3. Valores empíricos de las presiones de trabajo	14/4
9.4. Clasificaciones geomecánicas de macizos rocosos aplicadas a túneles	9/22	14.4. Determinación de las presiones o cargas de trabajo	14/4
9.5. Métodos en Ingeniería Geológica para el diseño de túneles	9/29	14.5. Asientos admisibles	14/13
9.6. Evaluación de las medidas de sostenimiento	9/41	14.6. Influencia tipológica entre la cimentación y la superestructura	14/14
9.7. Método de excavación y de construcción	9/53	14.7. Condicionantes económicos	14/17
9.8. Bibliografía	9/64	14.8. Condicionantes impuestos por las estructuras próximas	14/17
<b>10. INGENIERIA GEOLOGICA Y ESPACIO SUBTERRANEO</b>	10/1	14.9. Condiciones de utilización de los distintos tipos de cimentación	14/18
10.1. Introducción	10/1	14.10. Influencia del nivel freático	14/23
10.2. La Arquitectura subterránea	10/1	14.11. Cimentaciones en terrenos heterogeneos	14/23
10.3. Redes de transporte y servicios	10/3	14.12. Casos especiales de cimentación	14/24
10.4. Usos industriales del espacio subterráneo	10/4	<b>15. INGENIERIA GEOLOGICA Y PROTECCION DEL MEDIO AMBIENTE</b>	15/1
10.5. Instalaciones militares y defensivas	10/13	15.1. Introducción	15/1
10.6. Problemas de Ingeniería Geológica relacionados con las grandes cavernas	10/15	15.2. Alteración ambiental e impacto ambiental	15/1
10.7. Bibliografía	10/24	15.3. Identificación de alteraciones ambientales	15/2
<b>11. INGENIERIA GEOLOGICA EN VIAS DE COMUNICACION</b>	11/1	15.4. Restauración y protección del medio físico geológico	15/17
11.1. Introducción	11/1	15.5. Restitución de los suelos y de la cubierta vegetal	15/19
11.2. Carreteras	11/1	<b>16. RIESGOS GEOLOGICOS</b>	
11.3. Ferrocarriles	11/27	<b>16-I. MOVIMIENTOS DEL TERRENO</b>	16-I/1
11.4. Aeropuertos	11/29	16-I.1. Introducción	16-I/1
11.5. Bibliografía	11/29	16-I.2. Tipología de los movimientos del terreno	16-I/1
<b>12. OBRAS HIDRAULICAS</b>	12/1	16-I.3. Los movimientos del terreno en España	16-I/1
12.1. Conceptos básicos	12/1	16-I.4. Peligrosidad potencial y riesgos asociados a los movimientos del terreno	16-I/4
12.2. Problemática general planteada por la ejecución de una presa	12/6	16-I.5. Determinación del riesgo	16-I/7
12.3. Geología y emplazamiento de presas	12/20		

	<u>Pag.</u>		<u>Pag.</u>
16-I.6. Causas de los movimientos	16-I/8	<b>16-IV. INUNDACIONES</b>	16-IV/1
16-I.7. Medidas correctoras	16-I/8	16-IV.1. Introducción	16-IV/1
16-I.8. Bibliografía	16-I/11	16-IV.2. Factores geomorfológicos y antrópicos que controlan una inundación	16-IV/2
<b>16-II. RIESGO SISMOTECTONICO</b>	16-II/1	16-IV.3. Efectos de las avenidas	16-IV/7
16-II.1. Introducción	16-II/1	16-IV.4. Obras de protección y defensa	16-IV/8
16-II.2. Peligrosidad y riesgo sismotectónico	16-II/1	<b>16-V. RIESGOS ASOCIADOS AL KARST</b>	16-V/1
16-II.3. Geología y Geotecnia regional	16-II/4	16-V.1. Introducción	16-V/1
16-II.4. Sismicidad regional	16-II/6	16-V.2. Riesgos geomecánicos	16-V/1
16-II.5. Leyes de atenuación	16-II/7	16-V.3. Riesgos hidrogeológicos	16-V/10
16-II.6. Estudios sismotectónicos	16-II/7	<b>16-VI. EROSION</b>	16-VI/1
16-II.7. Riesgo sísmico	16-II/9	<b>17. ASPECTOS LEGISLATIVOS Y NORMATIVOS DE LA INGENIERIA GEOLOGICA</b>	17/1
16-II.8. Selección del terremoto del diseño	16-II/13	17.1. Introducción	17/1
16-II.9. Acciones sísmicas del diseño	16-II/14	17.2. Legislación en el campo de la Ingeniería Geológica	17/1
16-II.10. Influencia de las condiciones locales	16-II/19	17.3. Legislación y normativa en el campo de la Ingeniería Geológica	17/6
16-II.11. Consideraciones sismotec- tónicas para el diseño sismorre- sistente	16-16/22	17.4. La responsabilidad civil en el proceso constructivo y en sus relaciones con la Ingeniería Geológica y Geotécnica	17/23
16-II.12. Bibliografía	16-II/22		
<b>16-III. RIESGO VOLCANICO</b>	16-III/1		
16-III.1. Introducción	16-III/1		
16-III.2. Bibliografía	16-III/6		

## CAPITULO 1

### INTRODUCCION

En el año 1914, Ries y Watson publicaban, en Nueva York, sus "Elements of Engineering Geology", que podemos considerar como el precedente más explícito de este libro. En su prólogo, los autores escribieron: "Probablemente tan sólo habrá unas pocas personas de cualidades de observación y de experiencia práctica que dude del valor de una educación geológica adecuada al Ingeniero, puesto que éste debe estar preparado para detectar y resolver muchos problemas que implican principios geológicos".

Leyendo este párrafo, pudiera pensarse que la traducción más fiel al pensamiento de los citados autores es "Geología Ingenieril", pero el hecho es que hoy está más extendida la traducción que figura en el título del libro que hoy presentamos.

Pero si, hecha esta salvedad, este es el primer precedente claro que hemos encontrado del nombre, el concepto es mucho más antiguo, hallándose ya presente en las primeras publicaciones en las que se configuró la Geología como rama autónoma de las Ciencias Naturales. Es en 1807 cuando se constituye la primera Sociedad Geológica del mundo, la "Geological Society of London" y en 1815 cuando se publica el "Map of the Strata of England", cuyo autor era Sir William Smith, considerado por muchos como el "padre de la Geología en Gran Bretaña". Pues bien, este mismo autor, cuya actividad principal fue la de construir traídas de aguas y canales, y avenar terrenos, había escrito ya en 1801 sobre la utilidad práctica del conocimiento del "orden natural de los estratos", mediante el cual "el Ingeniero de canales podrá elegir su estrato, encontrar los materiales más apropiados, huir de los terrenos corredizos, y evitar los accidentes".

En España, contamos también con venerables precedentes, entre los que hay que citar en primer lugar las "Aplicaciones de la Geología a la práctica del Ingeniero de Caminos", obra publicada en 1869 y reeditada en 1888, cuyo autor fue D. Rogelio de Inchaurreandieta y Páez, profesor, en la última de las fechas citadas, de la Escuela. Es un folleto de 92 páginas, que no son tan pocas si consideramos que parte del supuesto de que el lector tiene ya una

formación en Geología, y que sólo se va a tratar de las aplicaciones de la misma: "No es un resumen de los principios geológicos que interesan al Ingeniero -dicesino de los recursos que la Geología ofrece a la práctica". Y así, se extiende a presentar ejemplos de la influencia de los factores geológicos en túneles (Mont Cenís), presas (Puentes, Valdeinfierno, Pontón de la Oliva), y cimentaciones (Faro de Vilaviciosa).

Si nos asomamos a la literatura internacional los precedentes que encontraremos son, por supuesto, múltiples: citemos la Memoria de Collin (1846) sobre los corrimientos en los canales construídos en terrenos arcillosos, y las distintas obras de Heim, iniciadas en 1882 con "Ueber Bergsturze" (Sobre los aludes de rocas). En Austria, Stini publicará en 1918 su "Petrología Técnica", que será seguida de otras obras, y, como acontecimiento principal, de la fundación, en 1929, de la Revista "Geologie und Bauwesen", en cuyas páginas se pueden seguir todas las fases de la estructuración de lo que hoy llaman Ingeniería Geológica.

Este proceso ha sido laborioso, y no ha estado exento de contradicciones y de dudas sobre su propia identidad, lo cual, por otra parte, tan solo demuestra que es un ser en crecimiento, con vida propia y pujante. No creemos necesario, ni tan siquiera útil, el empeñarnos en buscar una definición precisa, que sería como un corsé ortopédico aplicado a un cuerpo en pleno desarrollo. Tan solo en los seres enfermos, y solo con mucha medida, puede esto hallarse justificado, y la Ingeniería Geológica no está en ese caso. Es preferible que ella encuentre su configuración natural, y que llegue a ir delimitando sus contornos en el contacto con otras disciplinas. Y lo que hay que conseguir a toda costa es que dichos contactos no constituyen fronteras, sino sinapsis que mantengan activa esta rama de la Geología dentro del sistema de la Técnica.

Hecha esta declaración de principio, podemos, con todo, recordar algunas de las definiciones de la Ingeniería Geológica que se han formulado. Está, por ejemplo, la del American Geological Institute, que dice: es la aplicación de las Ciencias Geológicas a la práctica

de la Ingeniería, con el propósito de asegurar que los factores geológicos que afectan a la ubicación, proyecto, construcción, operación y mantenimiento de las obras del Ingeniero han sido reconocidos y adecuadamente tenidos en cuenta".

Quizá podamos llegar a una visión más clara si seguimos otro camino. En el Segundo Congreso de la Asociación Internacional de Ingeniería Geológica (Sao Paulo, 1974) se dedicó unas de las sesiones plenarias al tema "Teaching and Training in Engineering Geology", y, en ella, Klaus W. John hizo notar que las dificultades en el entendimiento entre geólogos e ingenieros no vienen de cuestiones de lenguaje o de escala, sino de formación: "Los geólogos -dijo- prefieren enfocar el problema intuitivamente, indirectamente, y en general en términos cualitativos, muchas veces prefiriendo detenerse en el problema, en lugar de ir a los resultados. Se resaltan las complejidades y se aceptan las simplificaciones tan solo con vacilación". Y, en cuanto a los ingenieros, "están educados para ser analíticos, adictos a las teorías, y para confiar en los datos numéricos, en abstracciones de las condiciones naturales... muchas veces llevadas al exceso, por una tendencia a simplificar en grado indebido, con el fin de poder llegar a un tratamiento numérico del problema, ya que ellos, por su educación y el ambiente en que trabajan, están dominados por una orientación hacia los resultados".

Debemos reconocer la existencia de esas dificultades de colaboración, y parece que la Ingeniería Geológica está llamada a ser el puente que las resuelva. Pero tan sólo con las mayores precauciones deberemos aceptar la idea de que sea un "melting pot", ya que las aleaciones tienen a veces propiedades excelentes para determinados fines, pero carecen de otras que tenían sus componentes, las cuales, en circunstancias determinadas, pudieran ser las más interesantes.

No podemos aceptar el concepto de un Ingeniero que, por repugnancia hacia las abstracciones de un modelo matemático, huya de los tratamientos numéricos, que son los que pueden dar la respuesta que se le pide, que es algo que tiene que estar expresado en magnitudes físicas concretas, en centímetros, por ejemplo, o en grados. Pero el peligro está en la simplificación prematura o excesiva, cuyo antídoto, en el caso de los problemas relacionados con el terreno, está en manos de la Geología.

Es un equilibrio difícil, pero es imprescindible el mantenerlo, y debe darnos ánimos la comprobación de

que este problema no es solo nuestro, sino que se presenta en otros muchos campos del conocimiento humano. Vemos, por ejemplo, que Ortega y Gasset, en una carta, recientemente exhumada, dirigida al filósofo krausista D. Manuel Bartolomé Cossío, escribía: "Por muchos motivos, es para mí una cuestión importante, ésta: ... en mi penúltima conferencia, y en otros trabajos míos, he insistido en presentar, como imperativo metodológico de nuestra época frente al siglo XIX, la acentuación de lo diferencial de las cosas. El siglo pasado pecó de fusionismo y unitarismo; tuvo demasiada prisa por probar la identidad de lo distinto... Sin duda que es un carácter esencial de la Razón buscar la unidad de lo diverso, pero no lo es menos fijar la diferencia de lo uno. Ambos son la sístole y la diástole del intelecto".

El Geólogo, según Klaus W. John, como antes hemos visto, está educado para observar la complejidad de la Naturaleza, y es esencial no dañar esta vocación. La Naturaleza es inmensamente varia, con diferencias que tienen el más decisivo influjo en la práctica. Tomando un ejemplo de un campo distinto, pero siempre dentro de las Ciencias Naturales, el científico D. Antonio G. González ha expuesto, en una reciente conferencia, cómo, tras el estudio de miles de especies de vegetales superiores, solo unas pocas proporcionan sustancias útiles para el tratamiento de las enfermedades cardiovasculares, y aún esas pocas están separadas en géneros distintos; y apenas media docena tienen acción sobre los procesos neoplásicos. Ejemplos notables son también los de la Cinchona o "árbol de la quina", la adormidera o el *Erythroxylum coca*, especies vegetales productoras de agentes de características sumamente peculiares, cuyo equivalente no se encuentra en otras especies vegetales, ni aun en las que están muy relacionadas. Ello no desanima a los investigadores, y el Instituto Nacional del Cáncer de los Estados Unidos, por ejemplo, tiene ahora en marcha un plan para el estudio de cerca de cinco mil especies, recolectadas en todos los países del mundo, pero preferentemente en aquellos que, por estar menos desarrollados, son menos conocidos. Y este estudio va a hacerse especie por especie, sin dejarse llevar por la tentación de establecer una clasificación basada en un número escaso de atributos, que condujera a seleccionar los géneros potencialmente activos. Esto hubiera constituido un caso típico de simplificación prematura y peligrosa.

Volviendo a nuestro campo, en el Séptimo Congreso de la Sociedad Internacional de Mecánica de las Rocas, celebrado recientemente en Aquisgrán, Mr.

Pierre Londe, Presidente de Honor de la Comisión Internacional de Grandes Presas, nos hizo recordar que la seguridad de una presa depende muy frecuentemente de detalles aislados de la roca del cimiento; de una diaclasa rellena, de una banda milonitizada, etc. y de la extensión y configuración geométrica de los mismos, todo lo cual difícilmente entra en una clasificación generalista de los macizos rocosos.

Si nos detenemos sobre esta cuestión, nos daremos cuenta, igualmente, de que esta misma preocupación por reconocer los detalles de la Naturaleza, conscientes de su variedad, está en la base de la renovación que Terzaghi introdujo en la forma de acercarse a los problemas de Ingeniería relativos al terreno, si bien, inicialmente, eligió para ello un camino distinto, igualmente importante, que no debemos dejar de lado en ningún caso: el de la experimentación. En efecto, por una ilusión óptica debida a su posición relativa, muchos han pensado que la aportación fundamental de la Mecánica del Suelo, a la manera que la entendió Terzaghi, consistió en la introducción del Cálculo en el tratamiento de los problemas del terreno. Pero esto no es cierto en modo alguno, ya que la mayor parte de las teorías matemáticas utilizadas por Terzaghi estaban ya establecidas y en uso antes de que Terzaghi es "Erdbaumchanik auf bodenphysikalischer Grundlage" (Mecánica de las tierras sobre fundamentos físicos) y en él se insiste en la determinación de las verdaderas propiedades de las tierras mediante ensayos de laboratorio, este otro colaborador indispensable del Ingeniero. Es ésta otra manera de reconocer la variedad de la Naturaleza, y era ésta la novedad que Terzaghi deseaba introducir mediante su libro, que está basado "sobre fundamentos físicos", rechazando el "fusionismo" que había infectado, por ejemplo, las teorías de empuje de tierras, en la aplicación de las cuales se había llegado a aceptar que la cohesión de las tierras es siempre despreciable. Por otra parte, Terzaghi concedió siempre el mayor valor al más meticuloso reconocimiento geológico de los terrenos en los que debía llevar a cabo sus estudios, y, durante el último período de su vida, enseñó precisamente Geología Aplicada.

Ciertamente, su interés en este campo venía desde sus primeros tiempos, puesto que la primera vez que vemos su nombre impreso lleva la fecha de 1906, como traductor del libro "Apuntes de Geología de campo", de Geiki. Este trabajo lo llevó a cabo mientras hacía el servicio militar, después de su graduación, en Graz, como ingeniero mecánico, y entre sus primeras tareas profesionales puede verse que aquellas por las que tomó un interés duradero fueron las que tenían relación con la Geología. La más importante de esa primera época fue el estudio de un posible aprovechamiento hidroeléctrico en la región kárstica

croata, cuyos resultados fueron posteriormente publicados en 1913. Pero, como dijo más tarde en su discurso de apertura del Primer Congreso Internacional de Mecánica del Suelo (Harvard, 1936), pronto se dió cuenta de que la información geológica debía ser complementada con datos numéricos que, en aquel entonces pensó que tan solo podrían ser obtenidos mediante ensayos físicos efectuados en el laboratorio. Supuesto que parcialmente sigue siendo válido, aún cuando las técnicas de ensayo en el campo han ido teniendo un desarrollo y refinamiento que Terzaghi no había llegado a prever.

Son distintos frentes, distintos caminos que convergen hacia tareas concretas. Este libro contiene una información cuidadosamente escogida sobre cada uno de ellos, elaborada por excelentes autores, cada uno de ellos con la más amplia experiencia en cada uno de sus respectivos campos. El lector deberá ahora estudiarla, seleccionando la que encuentre que para él es más útil, según su formación, insistiendo sobre aquello que sea más marginal a la misma; mezclando lo que convenga mezclar, y que se compruebe que es miscible, pero sin extenuarse en aras de un "fusionismo" que puede resultar difícil y, con frecuencia, inadecuado. Una mesa tiene varias patas, y lo que importa es que trabajen solidariamente, sin que debamos pretender juntarlas.

Aún hay que señalar otra muy importante función que la Geología debe llenar durante el proceso de proyecto y ejecución de una obra civil: con demasiada frecuencia, se olvida que la estructura ingenieril se halla situada "en el terreno", y así Gómez Lúa, catedrático de Geología (hoy jubilado) de la Escuela S.T. de Ingenieros de Caminos de Santander, dijo en una ocasión: "No hay duda de que las Obras Públicas constituyen una parte del relieve, no solamente porque forman estructuras que se hallan comprendidas en el paisaje, sino, además, porque están sometidas a los mismos agentes exteriores, se encuentran condicionadas por una reología muy parecida, e introducen modificaciones en la morfología del terreno, respecto a las cuales debemos prever la respuesta natural". Por esto mismo hemos comparado alguna vez la construcción de una obra pública a una operación de cirugía estética, ejecutada sobre la superficie de la Tierra, y hemos dicho que lo que debe preocuparnos en último término no es la forma y condiciones de la herida que vamos a infligir al terreno, sino la de la cicatriz. No podemos, pues, limitarnos a calcular el comportamiento mecánico del "bulbo de presión" que una cimentación induce en el terreno, o la estabilidad de un talud que creamos, sino que debemos prever también que es lo que ocurrirá con la estructura y todo su entorno cuando esa "respuesta natural" de la que Gómez Lúa hablaba se haya manifestado. Un ejemplo muy claro de esto es el



de los puentes: muchos más se han caído por socavación que por falta de resistencia de sus cimientos, en el estado inicial del cauce.

Y, todavía, este ejemplo de los puentes nos lleva a extender un poco más el concepto de "respuesta natural", ampliándolo al de "evolución natural", pues bastantes de los puentes socavados lo han sido, no por el efecto local de sus pilas, sino por procesos más generales, que llegaron a afectar el nivel de equilibrio de los ríos: disminución de aportes sólidos por reforestación, construcción de embalses aguas arriba, etc. Y hay casos provocados por fenómenos de amplitud todavía mucho mayor, como es el de la emergencia de la Península Escandinava, que origina que los taludes de muchos de sus valles estén en una situación de estabilidad estricta. Y tampoco puede comprenderse la generalizada inestabilidad de las laderas andinas si no fuera porque la Geología nos ha informado previamente de la juventud de su relieve.

Encontrándonos en un territorio tan inmenso, no parece que tengamos que entrar en disputas por cuestiones de aparcamiento. Debemos, contrariamente, organizar modos de acción coordinados que nos permitan transitar con seguridad por terrenos tan vastos y poco conocidos. La aproximación puramente naturalista ya hizo sus pruebas, y lo manifiesto de sus insuficiencias es lo que movió a Terzaghi a trascender del plano en el que había empezado a moverse, y al que tan aficionado era. También el camino teórico-matemático demostró su incapacidad para reproducir adecuadamente muchos de los comportamientos observados. El progreso en este último campo ha sido, sin embargo, tan rápido en esta era del ordenador, que podamos preguntarnos si dicha incapacidad ha sido ya subsanada.

En otras disciplinas, el crecimiento de la Matemática ha acompañado, y a veces seguido, los progresos de una rama de la Ciencia, generalmente dentro de la Física; con lo cual la adaptación de la herramienta a los fines ha resultado perfecta, hasta el punto de llegar a confundirse una y otros. Pero el cálculo numérico no ha crecido para, ni con la Mecánica del Suelo, y así, tenemos a nuestra disposición un traje suntuoso, pero que no acaba de sentarnos bien. La complejidad y refinamiento de los algoritmos oculta a nuestros ojos la arbitrariedad del modelo, hiperbólico u otro, o la inexactitud de los parámetros; y terminamos por aceptar los resultados, cuando "se parecen" a lo que habíamos previsto por teorías mucho más elementales o incluso por la simple intuición.

Otra ilusión, muchas veces falaz, es la de que el análisis retrospectivo es un buen procedimiento para hallar los parámetros que definen las propiedades de los terrenos. Esto solamente es válido cuando la teoría con la que el análisis se hace es correcta; pero aquí, nuevamente, la facilidad de manejar procedimientos complejos nos hace creer, sin previo examen crítico, que son adecuados.

Ciertamente, los parámetros determinados mediante un análisis retrospectivo nos permitirán una previsión razonable para un caso que sea muy parecido al previamente analizado, pero esto es ir y venir a lo largo del mismo camino, en un paseo inútil y que, incluso, puede acarrear nos embarazosas sorpresas, cuando nos encontramos que los pájaros de los errores numéricos acumulados se comieron las miguitas con las que esperábamos haber señalado el camino. Y el procedimiento carecerá de todo rigor si lo aplicamos a condiciones iniciales muy diferentes, convirtiéndose nuestros análisis, como dice P. Martin, en "ejercicios de matemáticas aplicadas al estudio de un medio cuyos lazos con el medio natural son muy tenues".

Este mismo autor, en su "Essai sur la Geotechnique", que para él tiene un contenido no muy diferente de lo que otras veces se denomina Ingeniería Geológica, dice: "La Geotecnia está llegando a ser una Ciencia adulta y original. Avanza volviendo a tener en cuenta el medio natural, sin olvidar los logros matemáticos de la fase anterior. La vuelta al método experimental, que debe permanecer en la base de la investigación científica, objeto del conocimiento de lo real y no palestra de ejercicio de la inagotable imaginación humana, constituye siempre una prueba de la salud de una Ciencia".

Salvando el calificativo aplicado de Ciencia a la Geotecnia, que su propio nombre contradice, lo cual viene a ser por parte de Martin un gesto de buena voluntad, dada la generalizada tendencia a poner las Ciencias por encima de las Técnicas (cuestión de valores que no queremos tocar aquí) no podemos por menos de suscribir la afirmación consignada. La Observación, la Experimentación, que es también Observación, pero de fenómenos provocados, y, habitualmente, en condiciones en las que las medidas son mucho más precisas, y el Cálculo, que fundamentalmente no es más que el mecanismo por el que la mente humana puede sistematizar y procesar los datos que mediante la observación ha adquirido, constituyen conjuntamente el instrumental de que disponemos para planear las acciones que el Ingeniero

ha de ejercer para mejorar el estado natural con relación al bienestar del Hombre.

Todo ello compone un conjunto tan amplio de materias que no puede pretenderse que, en los límites de un solo libro, se lleguen a agotar todos los aspectos de cada una de ellas. Pero es de gran utilidad el contemplarlas reunidas, tal como cuando ordenamos y numeramos las dovelas del arco que se va a erigir. De esta manera, ninguna de ellas será olvidada ni siquiera colocada en un sitio diferente del que le corresponde.

Tan solo me queda felicitar a los autores por la magnitud y acierto de su esfuerzo y, transcribiendo las palabras con las que Terzaghi terminó su prólogo de la *Erdbaumechanik*, suscribir: "La finalidad de este libro tan solo se habrá cumplido, si se traduce en la calidad de los informes y de los trabajos de construcción en el terreno". Es de esperar que así sea y que, de esta forma, los autores encuentren la compensación merecida por sus fatigas.

## CAPITULO 2

### INTRODUCCION A LA MECANICA DE ROCAS

#### 2.1. INTRODUCCION

##### 2.1.1. El material

La Mecánica de Rocas o de las Rocas puede considerarse como aquella parte de la Geotecnia que abarca todos los estudios teóricos y experimentales destinados a conocer el comportamiento mecánico e hidromecánico de las rocas, al ser sometidas a cambios en sus estados tensionales y en sus condiciones hidráulicas.

La fuente de estos cambios puede ser bien natural -por ejemplo, mediante la acción ambiental- o bien humana -por realización de excavaciones, construcción de estructuras sobre la roca, etc.-, o bien combinada, ya que la acción humana puede provocar o desencadenar, de forma acelerada, procesos ambientales que se hubieran producido más lentamente.

El propósito de esta rama de la Mecánica es pues conocer las respuestas de la roca, la mayor parte de las veces en forma global y práctica, y es por ello que, lo que para unos es técnica y para otros ciencia; viene a tener un propósito eminentemente práctico e ingenieril. Se trata pues de una forma de Mecánica Aplicada, intentarse a veces explicar el comportamiento de la roca por procedimientos empíricos, y experiencias históricas, junto con las determinaciones concretas de respuestas parciales del material ensayado en laboratorio o "in situ", como se irá viendo en las páginas que siguen.

El material de estudio es "la roca", concepto que presenta serias dificultades de definición. Puede decirse que el término "roca" hace referencia a las unidades esenciales de la corteza terrestre en las que se distingue origen, composición y otras características geológicas. Es decir a materiales con:

- Una mineralogía determinada
- Una fábrica bien definida, marcada por su origen, composición, historia geológica, etc.

- Un sistema de cristalización
- Una dureza superficial que puede clasificarse dentro de la conocida Escala de Mohs (es decir entre la del talco laminar y la del diamante).
- Una consistencia o cohesión (que podemos definir globalmente como la fuerza que une las partículas y minerales) elevada.
- Una clasificación geológica reconocible: granito, esquisto, etc.

Sin embargo la definición de estos factores puede ser insuficiente para dejar claro su comportamiento bajo cambios tensionales. Para evitar esto, algunos autores han propuesto eliminar las definiciones anteriores (de tipo geológico) y definir la roca por alguna propiedad mecánica, como puede ser la resistencia a compresión simple de una muestra del material (generalmente cilíndrica, de diámetro inferior a 10 cm y altura menor de 20 cm). En ese sentido se ha intentado separar el material tipo "suelo" del tipo "roca" mediante una cifra para el resultado del ensayo citado (p.e., 10.000 kN/m<sup>2</sup>). Pero, precisamente un buen conocimiento del material "roca" hace que esta definición tan simple sea ineficaz.

Otra definición, también sencilla y práctica, como la de llamar "roca" a aquellos materiales que sólo se pueden arrancar y excavar mediante el uso de explosivos, hoy día queda corta. Si bien todos los materiales en los que las excavaciones han de acometerse mediante voladuras son "rocas", es posible, actualmente, utilizar instrumentos mecánicos (ripadoras, martillos, etc) que permitan excavar materiales como las calizas margosas, margas calcáreas, esquistos, etc, dejando taludes en material de aspecto y comportamiento rocoso (con taludes de hasta 30-40 m, con inclinación 1(H):3(V)). Ello es posible en materiales en que la resistencia a compresión simple de una muestra pequeña sería de 20.000 a 40.000 kN/m<sup>2</sup>, pero en que el elevado grado de fracturación y la presencia de discontinuidades permite la disgregación del macizo rocoso por medios mecánicos.

Y es que realmente la Mecánica de Rocas no ha de aplicarse a un material teórico, contínuo, isótropo e indefinido (ello puede ser, en algún caso, un modelo teórico circunstancial), sino a un macizo rocoso, con sus disposiciones relativas que ha de definir la Geología y en que, en cada uno de estos materiales, cabe distinguir (Fig. 2.1):

- La roca intacta o matriz, materia prima del material y cuyos fragmentos enteros pueden llevarse al laboratorio, dado -en general- su tamaño.
- La roca masiva o roca "in situ", surcada por fracturas, litoclasas, superficies de estratificación y otros tipos de discontinuidades, generalmente presentes según familias paralelas a diversas superficies casi-planas, que se cortan entre sí, definiendo bloques del material original.

La presencia de estas discontinuidades imprime un verdadero carácter especial al macizo rocoso, introduciendo en él la posibilidad de:

- Movimientos relativos de bloques dentro del macizo, tan importante a la hora de realizar excavaciones en ellos.
- La filtración de agua a través de caminos preferenciales y, generalmente, de mayor permeabilidad.
- La posibilidad de alteración de la roca a través de estos caminos, originada bien por la filtración del agua (hidratación, disolución, arrastre, etc), bien por la acción climática (congelación del agua, desecación más rápida a través de las fisuras, etc.), creando bandas más débiles entorno a las discontinuidades.
- La introducción de una posible e importante anisotropía del macizo rocoso.

### 1.2. Metodología de estudio

Por todo lo anteriormente expuesto, los macizos rocosos necesitan una definición de:

- Su material base o roca matriz, entendiendo como tal el conjunto de material que, a simple vista parece continuo y sano; o sea el núcleo del macizo.

- La presencia de familias de discontinuidades: orientación, buzamiento, separación o frecuencia, apertura, rugosidad de la discontinuidad, presencia de posibles rellenos en ellas (debido a arrastres o alteraciones de la roca próxima), circulación de agua, etc.
- Respuesta del material base frente a los cambios tensionales o hidromecánicos.
- Respuesta de las discontinuidades frente a los mismos cambios.
- Respuesta final del conjunto de discontinuidades y material base frente a los cambios citados, objetivo final de esta técnica.

Como puede apreciarse en esta enumeración, los dos primeros apartados suponen realmente una toma de datos sobre todo descriptiva, a realizar con ayuda de las metodologías geológicas habituales: observación del tipo de material y su origen, definición de cada familia de discontinuidades o "juntas" (rumbo, buzamiento, espaciamiento), su estado (rugosidad, presencia de agua), etc, técnicas observacionales aplicadas a la superficie de macizos o columnas de sondeos, ayudadas por las técnicas geofísicas, muy apropiadas para diferenciar contactos entre distintos materiales rocosos. El apartado tercero necesita, principalmente, de ensayos de laboratorio, mientras que en el cuarto han de combinarse los datos de laboratorio del material base (resistencia, deformación, etc) y con nuevos datos de sondeos mecánicos, prospecciones geofísicas, ensayos mecánicos "in situ" de pequeña, mediana y gran dimensión, que afecten no sólo al material base sino a las discontinuidades. La suma de todos estos conocimientos, junto con la forma definitiva de variación de las condiciones tensionales iniciales es la que permitirá definir el quinto apartado.

Pero este último punto encierra la problemática especial que introducir "la obra" a realizar, la cual debe ser intuída desde el principio, a fin de que los estudios a realizar (normalmente denominados "geomecánicos") se orienten debidamente. Así, puede establecerse una metodología de trabajo adecuada al problema a resolver.

A título de ejemplo, Oteo y G. de Vallejo (1982) establecieron la metodología de estudio reproducida en la fig. 2.2., dirigida específicamente para estudio de los condicionantes geotécnicos en el diseño de cortas mineras. En este caso concreto, se ha de tener en cuenta los siguientes problemas:

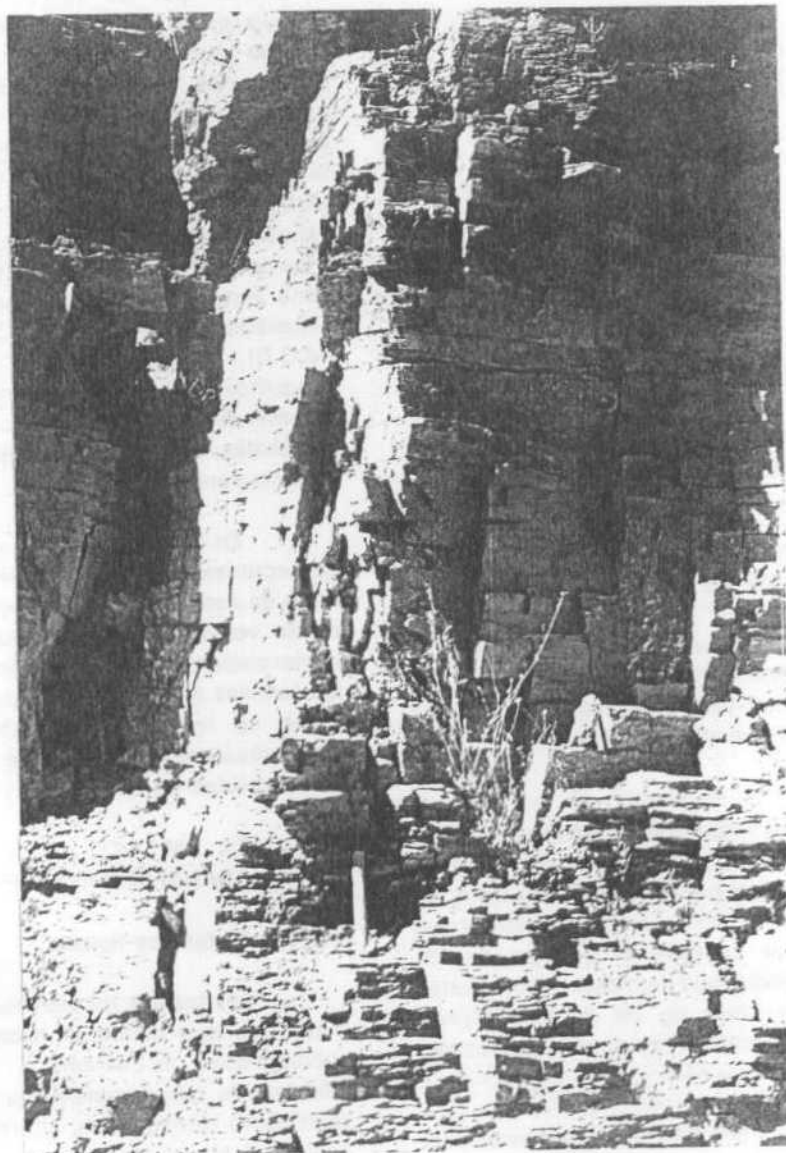


Fig. 2.1.- Macizo rocoso diaclasado y decomprimido

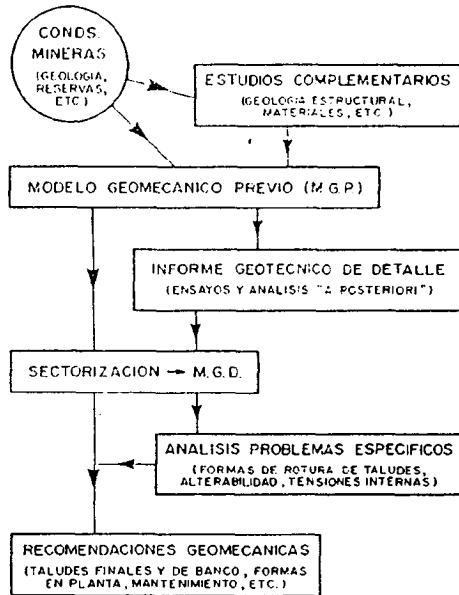


Fig. 2.2.- Metodología de estudio de los condicionantes geotécnicos en cortas

- 1º) Los derivados del reconocimiento geotécnico, puesto que ha de realizarse sobre grandes áreas, (1-10 Km<sup>2</sup>) y que deben alcanzar profundidades del orden de 150 a 300 m. El elevado coste de estas prospecciones hace que deban ser muy bien planeadas y ejecutadas con el máximo rendimiento posible.
- 2º) Los específicos derivados de las grandes profundidades a alcanzar en las obras, lo cual presenta problemas geomecánicos (plastificación del pie de taludes, por ejemplo) y temporales (como la meteorización de las rocas, que se produce a lo largo de los dilatados períodos que permanecen los taludes abiertos y a favor de las decompresiones originadas en materiales, en muchos casos, altamente fracturados).
- 3º) Los que deben analizarse para poder establecer las recomendaciones de tipo geotécnico para el diseño minero básico y en relación con varios aspectos de tipo primario: taludes finales y de banco, drenaje, influencia de la geometría de la excavación, ripabilidad, alterabilidad superficial, etc.

- 4º) Los producidos por la incidencia de la explotación en el medio ambiente: Cambios en el régimen hidrogeológico de la zona, escombreras, contaminación por circulación de agua superficial a través de vertidos, etc.

Para tener en cuenta todas estas circunstancias (a cambiar por las adecuadas en otras actividades ingenieriles) la metodología descrita en la fig. 2.2 puede resultar adecuada: a partir de los estudios geológicos previos, de primeras medidas de las propiedades mecánicas de los materiales básicos y de la definición del estado del macizo rocoso (materiales diferentes, familias de diaclasas, etc), se puede establecer el Modelo Geomecánico Previo (M.G.P) que sirve para definir los problemas presentes en cada tipo de material y las propiedades mecánicas que más interesan en ese tema específico u obra concreta (lo cual deben ser estudiados en el Informe Geotécnico de Detalle (M.G.D), el cual permitirá analizar los problemas específicos de la obra a realizar y establecer las recomendaciones geomecánicas de diseño (inclinación de taludes, drenajes, tratamiento de discontinuidades, cimentaciones, etc).

En la fig. 2.3 puede verse un ejemplo sencillo de sectorización geomecánica, con el M.G.D. de una corta de carbón en pizarras cordobesas. En ese M.G.D puede verse una planta esquemática de la zona, su sectorización, los modelos adoptados para representar las familias de discontinuidades en cada sector y los datos de resistencia al esfuerzo cortante en las discontinuidades principales a adoptar para los análisis de estabilidad de taludes.

## 2.2. EL MEDIO ROCOSO: ORIGEN Y TRANSFORMACIONES

### 2.1.1. Materiales típicos

Los medios rocosos están constituidos por los materiales que distingue habitualmente la Geología, encargándose la Mecánica de Rocas de añadir calificativos que complementan el nombre geológico, tales como blando, duro, alterado, fracturado, etc, así como índices y parámetros que permiten llegar a definir su comportamiento básico.

Seguiremos aquí las denominaciones habituales en Geología Aplicada por lo que pueden distinguirse tres grandes grupos de materiales típicos:

- Rocas ígneas

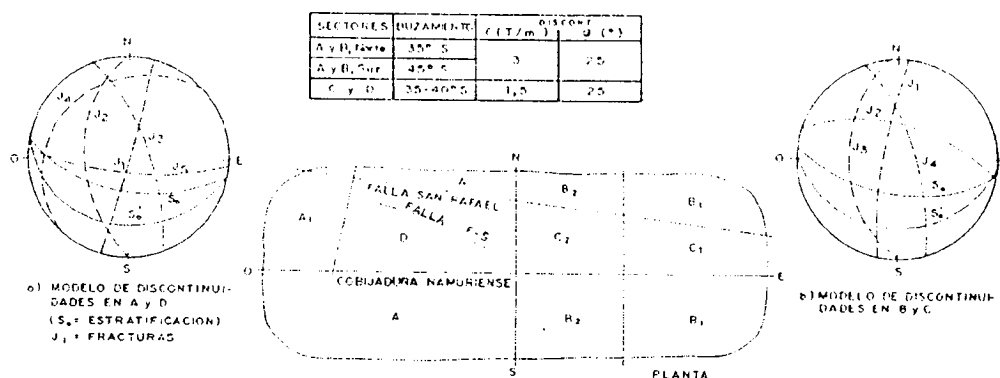


Fig. 2.3.- Sectorización esquemática de la Corta "San Ricardo"

- Rocas sedimentarias
- Rocas metamórficas

El primer grupo de materiales incluye materiales ácidos a básicos, que han emergido del interior de la Tierra. A efectos prácticos, pueden clasificarse, siguiendo a Jhonson y De Graff (1988), según los criterios seleccionados por la I.A.E.G. (Sociedad Internacional de Geología de la Ingeniería), basándose en la composición de los cristales constituyentes y en el tamaño de los granos que estos constituyen. La Tabla 2.1. muestra dicha clasificación, en la que se incluyen los granitos dioritas, doleritas, andesitas, basaltos, etc.

Estas rocas ígneas pueden ser de tipo intrusivo, en cuyo caso suelen ser masivas, relativamente homogéneas, con inclusiones o diques que pueden romper la continuidad, así como familias de diaclasas claramente marcadas formando bloques paralelepípedicos próximos a la forma cúbica, etc. También pueden ser de tipo extrusivo, en el que el confinamiento de coladas de lava da lugar a rocas con texturas cristalinas finas, con presencia de numerosas diaclasas provenientes del enfriamiento del material, que conducen a las tan conocidas estructuras columnares como las de la famosa "Calzada de los Gigantes" (Antrim, Irlanda) y muy típicas en los basaltos canarios y del Campo de Criptana.

La erosión ambiental, en sus tres variedades (física, química y biológica) se encarga de fraccionar,

arrastrar, mezclar, transformar y depositar los materiales que forman los materiales rocosos primigéneos. Los depósitos así contruídos - originariamente suelos- pueden sufrir fenómenos diversos, como la consolidación bajo la presión ejercida por los propios sedimentos, hidratación, desecación, cementación, etc. conduciendo a materiales conocidos como rocas sedimentarias, generalmente constituidas por agregados de granulometrías diversas, soldadas y cementadas, con enlaces más débiles que las rocas ígneas y en los que la sedimentación -inicialmente quasi-horizontal, pero que luego los agentes tectónicos pueden haber cambiado de orientación- imprime un carácter esencial, introduciendo anisotropías, heterogeneidades, discontinuidades, etc.

Estas rocas sedimentarias -areniscas, calizas, yesos, limolitas, etc.- pueden clasificarse según los criterios incluidos en la Tabla 2.2 (laeg, 1981), es decir, granulometría de los materiales y composición (separando las de origen químico y orgánico).

Es corriente observar en el seno de materiales sedimentarios, como la típicas areniscas, diferencias de granulometrías en bandas paralelas, que van desde fracciones muy finas (margosas), a medias (arenosas) y gruesas (conglomeráticas), así como diferentes grados de cementación del esqueleto. Ello es huella de los cambios que se produjeron durante la deposición de los materiales (generalmente climáticos, de la velocidad del agua, etc) y de la acción erosiva posterior, que vuelve

Piroclasticas	Igneas				Grupo genetico			
	Masiva				Estructura habitual			
Al menos el 50 % de los granos son de rocas igneas	Cuarzo, feldespato, micas, minerales opacos		Feldespato, minerales opacos		Composicion			
	Acido	Intermedio	Basico	Ultrabasico				
(Granos redondeados) AGLOMERADO	Pegmatita				Piroxenita Peridotita	Grano muy grueso	60	Tamaño de grano predominante (mm)
(Granos angulosos) BRECHA VOLCANICA	GRANITO	DIORITA	GABRO			Grano grueso		
TUFITAS			DOLERITA			Grano medio	2	
TUFITAS DE GRANO FINO	RIOLITA	ANDESITA	BASALTO			Grano fino	0.06	
TUFITAS DE GRANO MUY FINO						Grano muy fino	0.002	
	VIDRIOS VOLCANICOS					VIDRIOS AMORFOS		

TABLA 2.1.-CLASIFICACION DE ROCAS IGNEAS



Sedimentos detriticos				Sedimentos Quim. y Organ.		Grupo genetico				
Estratificado						Estructura Habitual				
Granos de roca, cuarzo, feldspato y minerales arcillosos			Al menos un 50 % de los granos son de carbonato		Sales, carbonatos, silice y materia organica		Composicion			
Rudaceas	Sus granos son fragmentos de roca			Calizas (indiferenciadas)	Calciruditas	ROCAS EVAPORATIVAS Halito Anhidrito Yeso	Grano muy grueso	Tamaño de grano predominante (mm)		
	Granos redondeados Conglomerados Granos angulares Brechas						Grano grueso		60	
Arenaceas	Sus granos son principalmente fragmentos minerales				Calcarenitas		ROCAS CALCAREAS		Grano grueso	2
	Areniscas								Grano medio	
Lutificas	Fangolita	Limolita (50 % de particulas finas)		Calcilimolita	CALIZAS DOLOMIA	Grano fino		0.06		
		Argilita (50 % de particulas muy finas)		Creta		Grano muy fino		0.002		
		Margas	Calculutita							
				ROCAS SILICEAS Pedernal		VIDRIOS AMORFOS				
				ROCAS ORGANICAS Carbón						

TABLA 2.2.-CLASIFICACION DE LAS ROCAS SEDIMENTARIAS

a actuar sobre la roca sedimentaria ya constituída.

Posteriormente a la existencia de las rocas ígneas y sedimentarias, los fenómenos metamórficos pueden introducir cambios importantes en su mineralogía, fábrica y estructura, con lo que las propiedades físico-químicas se alteran considerablemente. Generalmente estos materiales pueden caracterizarse según su exfoliación, que puede no existir, en cuyo caso se presentan masivas como las cuarcitas y los mármoles. Por el contrario, los esquistos y pizarras presentan claros aspectos hojosos. En la Tabla 2.3. se ha reproducido la clasificación de la laeg (1981).

### 2.2.2. Definición del estado del macizo

Para definir el estado del macizo rocoso, operación previa a cualquier análisis ingenieril que quiera hacerse para prever su respuesta frente a la realización de obras, es preciso definir:

- Su estado inicial de tensiones, que deben contemplar el tensor de tensiones actual, con las debidas orientaciones de las tensiones principales. Los efectos de la tectónica local y generalizada puede haber hecho cambiar - incluso en materiales sedimentarios- la naturaleza hacia el que la tensión principal mayor sea vertical, lo cual es corriente en suelos, pero no en materiales más rígidos como las rocas. Los plegamientos, fallas, etc., pueden haber introducido cambios tan importantes como para que la tensión principal mayor sea quasi-horizontal y unas tres o cuatro veces mayor que la vertical (p.e., en las pizarras borrosas de la Cuenca del Guadiato, Córdoba).
- El estado de fracturación, con definición de las diferentes familias de discontinuidades existentes en cada zona representativa, con definición de orientación y buzamiento, separación media, estado de las discontinuidades (rugosidad, relleno, presencia de agua, alteración de los bordes), etc.
- Las propiedades mecánicas y físico-químicas del material base (como resistencia a compresión simple, velocidad de transmisión de ondas, etc) y de las diaclasas (usualmente, representadas por su rugosidad y resistencia al

esfuerzo cortante o al rozamiento).

- La respuesta de zonas amplias del macizo (algunos metros cúbicos) en que influyen las propiedades del material base y la presencia de discontinuidades, determinada mediante ensayos "in situ", lo cual no siempre es posible -por su coste y medios para realizarlos- hasta llegar a emprender la obra en cuestión.

Para determinar el estado inicial de tensiones, además de la utilización de técnicas que caen dentro de la tectónica y que se salen del marco de esta exposición, se utilizan ensayos "in situ", basados principalmente en la llamada "liberación de tensiones". Es decir, tratan de observar las deformaciones inducidas en la roca por relajamiento local de las tensiones naturales, provocada artificialmente en la zona de medida. Después se pasa a evaluar el estado tensional que corresponde a ese relajamiento, mediante el conocimiento previo de los parámetros de deformabilidad del material base u otra hipótesis complementaria.

En la práctica se realiza midiendo dichas deformaciones y pasando a las tensiones mediante las hipótesis de la elasticidad lineal, previo conocimiento de los módulos elásticos (de Young, y de Poisson) determinados en laboratorio mediante ensayos de compresión sobre muestras de roca. Las mediciones se efectúan en el interior de sondeos o de huecos realizados con sierras o elementos similares.

Dado que el problema es tridimensional y, en general, anisotrópico, no es fácil contar con soluciones teóricas, por lo que es habitual introducir cierto número de simplificaciones que pueden suponer serios errores en la interpretación de las medidas, supuesto que éstas sean verdaderamente representativas.

Pueden utilizarse varias técnicas:

- a) *Medida de deformaciones en el fondo de un taladro, originadas por la liberación de tensiones en un cilindro de roca.* En la fig. 2.4. aparece un esquema de este procedimiento de medida. Leeman (1970) da, para calcular las tensiones de la roca,  $\sigma_x$ ,  $\sigma_y$ ,  $\tau_{xy}$ , que actúan en el plano de medida las siguientes expresiones (que son aproximadas al caso real):

$$\sigma_y = \frac{E}{2} \left[ \frac{e_1 + e_2}{1 - \nu} - \frac{e_3 - e_2}{1 - \nu} \right]$$

$$\tau_{xy} = \frac{E}{2} \left[ \frac{2 e_3 - (e_1 + e_2)}{1 - \nu} \right]$$

en que E y  $\nu$  son los módulos de Young y Poisson de la roca,  $\epsilon_1$  y  $\epsilon_2$  las deformaciones unitarias medidas en las direcciones x e y, y  $\epsilon_3$  la deformación unitaria en una dirección que forma 135° con las x e y. Es necesario realizar tres series de medidas en tres sondeos que partan de un mismo punto.

- b) *Medida de deformaciones con célula triaxial por liberación total en sondeos.* En este sistema se trata de medir, mediante una sonda cilíndrica, las deformaciones de un testigo de roca en varias direcciones, al mismo tiempo, consecutivas a la liberación tensional seguida mediante reperfusión. En la fig. 2.5. se ha esquematizado el proceso de medida. Es necesario, en base a la formulación teórica utilizada, medir en tres puntos (cuyos vectores forman ángulos con el que define la posición del primero de  $\pi/2$  y  $5\pi/4$ , con rosetas provistas de bandas extensométricas. Se obtiene así nueve medidas de deformaciones unitarias,  $\epsilon_i$  que permiten obtener las seis componentes del tensor de tensiones ( $\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z, \tau_{xy}, \tau_{xz}, \tau_{yz}$ ) y conocer los posibles errores de medida.

Sin embargo la formulación matemática a emplear debe de tener en cuenta la presencia de la inclusión o sonda, lo que no es fácil. Sólo si ésta es "blanda" o "flexible" puede ser relativamente aplicable el método sin gran error.

Así lo entendieron Rocha y Silverio (1969) que pusieron a punto en el LNEC una célula cilíndrica de plástico, que lleva embebida un conjunto de bandas extensométricas que se adhieren a las paredes del sondeo mediante un cemento epoxídico (fig. 2.6). Más detalle sobre esta técnica y la formulación adecuada pueden verse en Oteo (1978).

- c) *Método del gato plano.* En este procedimiento se establecen previamente en la roca unas referencias y se mide su separación (fig. 2.7). A continuación, se efectúa una hendidura en la roca entre los puntos de referencia,

Metamorfico		Grupo genetico	
Foliada	Masiva	Estructura habitual	
Cuarzo, feldspatos micas y minerales oscuros	Cuarzo, feldspatos micas, minerales oscuros y carbonatos	Composicion	
Brecha tectonica		Grano muy grueso	Tamaño de grano predominante (mm)
MIGMATITAS	Corneano	60	
GNEIS	Marmol Granulita Cuarzita	2	
ESQUISTO	Anfibolita	0.06	
FILITA	Milonita	0.002	
PIZARRA		Grano muy fino	

Tabla 2.3.-

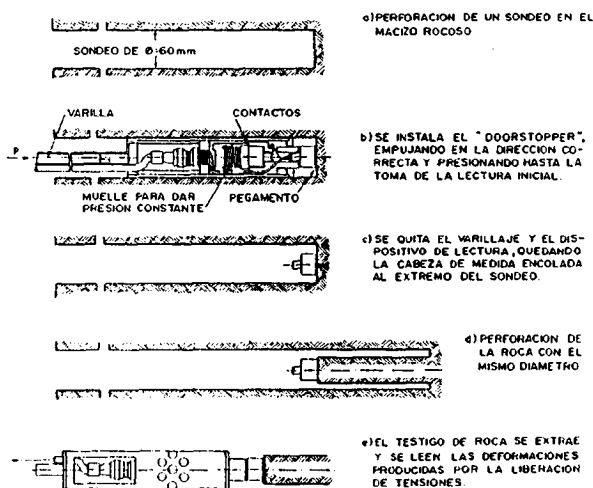


Fig. 2.4.- Descripción del uso del "Doorstopper" (Leeman, 1970)

$$\sigma_x = \frac{E}{2} \left[ \frac{e_1 + e_2}{1 - \nu} + \frac{e_1 - e_2}{1 + \nu} \right]$$

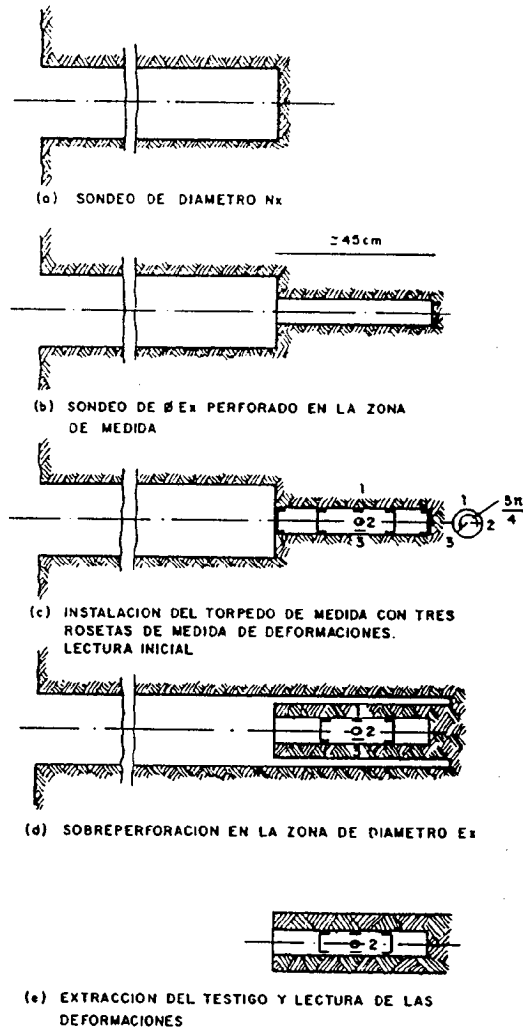


Fig. 2.5.- Técnica de sobreperforación, lectura de deformaciones con torpedo de lectura triaxial (Leeman y Hayes, 1966)

preferiblemente con una sierra (Rocha y otros, 1966); después se introduce un gato plano en la hendidura y se aplica a la roca presión hasta que las distancias entre los puntos de referencia sea igual a la primitiva. Se considera que, así, se mide la presión inicial de la roca normal al gato plano. Es necesario efectuar tres hendiduras en diferentes direcciones y, en cada una de ellas, ir efectuando la perforación y el ensayo con diferentes profundidades de penetración, a efectos de

comprobar los resultados obtenidos.

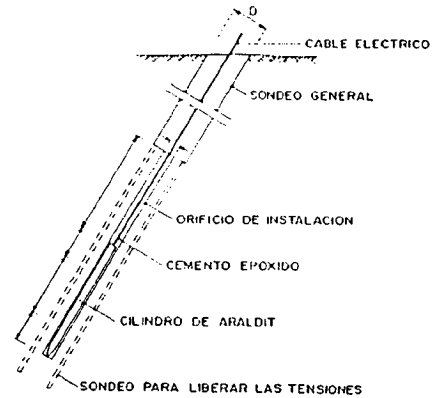


Fig. 2.6.- Esquema de la técnica desarrollada por el L.N.E.C. para medida de tensión con célula triaxial adherida a la roca (Rocha y Silverio, 1969)

d) *Método de fracturación hidráulica.* Puede decirse que este procedimiento está basado en las técnicas utilizadas en el amplio marco de la industria petrolífera. Consiste en presurizar hidráulicamente una zona de un sondeo, debidamente sellada con anterioridad, hasta alcanzar la fractura de la roca; en ese momento se sigue bombeando para abrir y extender la fractura o fisura; después se disminuye la presión y con algún dispositivo se determina la orientación y posición de la fractura, por ejemplo, con gomas inflables provistas de pigmentos especiales que "registran" lo sucedido en la zona de ensayo, con cámaras fotográficas, cámaras de televisión, etc.

Tabla 2.4.

Apertura	Nomenclatura	Se aplica a
< 0,1 mm	Muy cerradas	
0,1-0,55 mm	Cerradas	
0,5-2,5 mm	Moderadamente ancha	Juntas
2,5-10 mm	Ancha	
10 mm	Muy Ancha	
1-10 cm	Grande	Discontinuidades
10-100 cm	Muy Grande	lavadas y juntas
> 1 m	Cavernosa	desplazadas por esfuerzo cortante y movimientos debidos a tracción

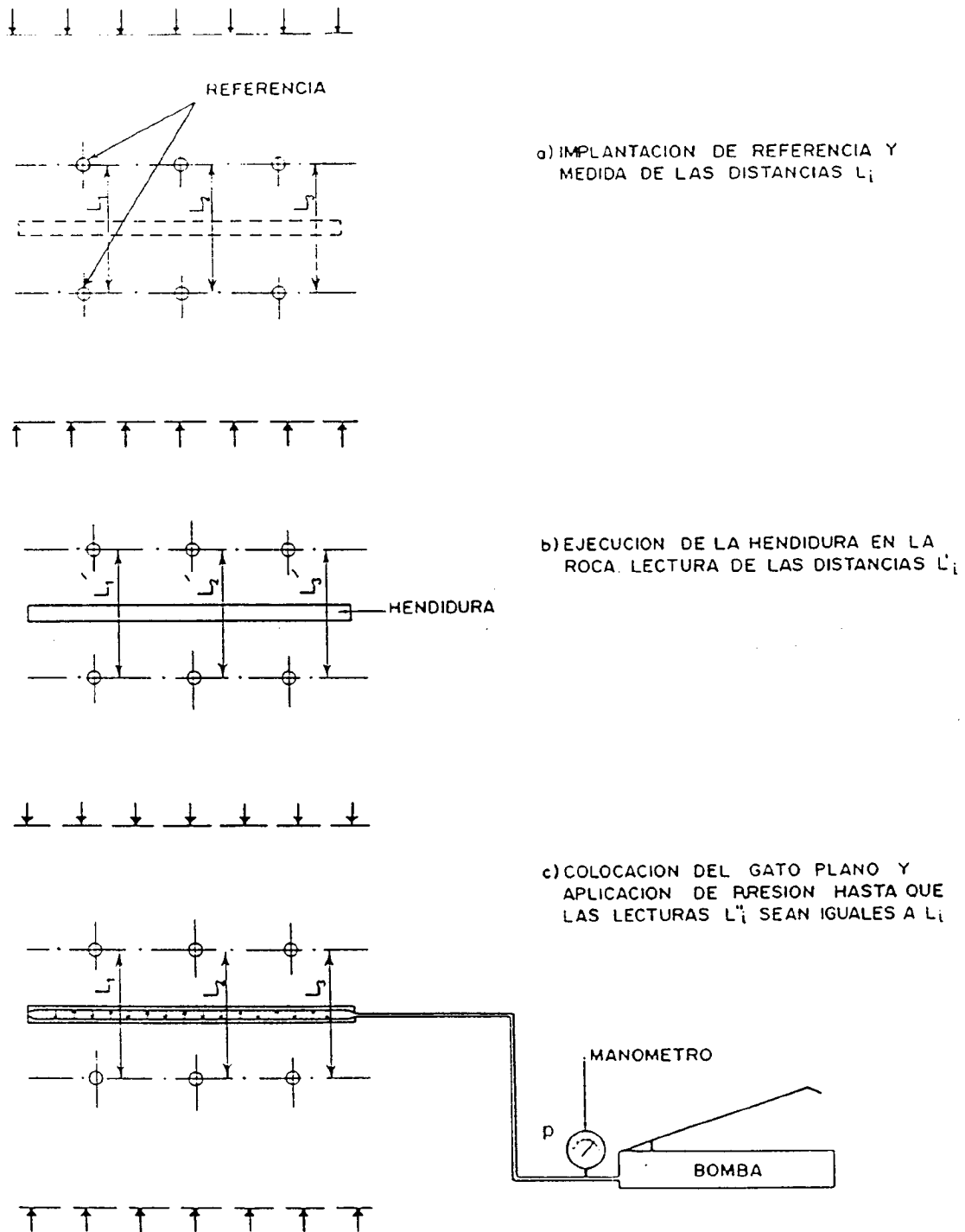







Fig. 2.7.- Medida de tensiones por el método del gato plano (Rochet, 1976)

NOMBRE	ESCALA DE OBSERVACION	SEPARACION TIPICA	CAUSA PRINCIPAL
MICROFISURAS	5 cm 	MUESTRA DE LABORATORIO  < 0,25 cm	ALTERACION Y FRACTURA POR TRACCION
( PUEDE TOMARSE COMO UNA CARACTERISTICA DEL BLOQUE DE ROCA )			
DISYUNCIONES, DIACLASAS DE ESTRATIFICACION, CLIVAJE, FOLIACION	50 cm 	BLOQUE DE ENSAYO  DE 0,25 A 5 cm	FRACTURA DE TRACCION
(A) DIACLASAS (B) VETAS DE ARCILLA	5 m 	EXCAVACION EXPLORATORIA  DE 5 cm A 5 m	FRACTURA DE TRACCION Y ROTURA POR CORTANTE
PEQUEÑAS FALLAS, ZONAS TRITURADAS, ZONAS CORTADAS	50 m 	EXCAVACION TERMINADA  DE 5 A 50 m	ROTURA POR CORTE
GRANDES FALLAS	500 m 	SERIE MONTAÑOSA  > 50 m	ROTURA POR CORTE

(4) PROPUESTA POR EL PROF TOR BREKKE, UNIVERSIDAD DE CALIFORNIA, BERKELY

Fig. 2.8.- Clasificación de las discontinuidades según su escala (4)

Para definir el estado de fracturación se acude, en primer lugar, a definir cada tipo de discontinuidad, según su escala (fig. 2.8) y apertura (Tabla 2.4), así como por su orientación de cada familia de discontinuidades. Ello se consigue con las técnicas de la proyección estereográfica, bien en su versión de "igual ángulo", bien en la de "igual área" (fig. 2.9). En Ingeniería Civil suele utilizarse más habitualmente la primera de ellas. Así, el plano representativo de la discontinuidad se representa por su intersección con la esfera auxiliar de proyección, o más simplemente por su polo: Intersección de la esfera con una recta perpendicular al plano en cuestión y que pasa por el centro de la esfera, proyectado posteriormente sobre el

plano de proyección. Así, cada plano o discontinuidad queda representado por un único punto.

Tomando los datos de muchas discontinuidades pueden obtenerse sobre el plano de proyección sus distintas marcaciones o representaciones, para pasar a representar zonas de diferente acumulación de polos y, así, destacar los polos más representativos de las discontinuidades (fig. 2.10).

Además deben, de cada familia, establecer el perfil de rugosidad medio representativo. Ello puede hacerse utilizando la tabla de perfiles típicos (fig. 2.11) dada por Barton y Chabey (1977). En dicha figura se

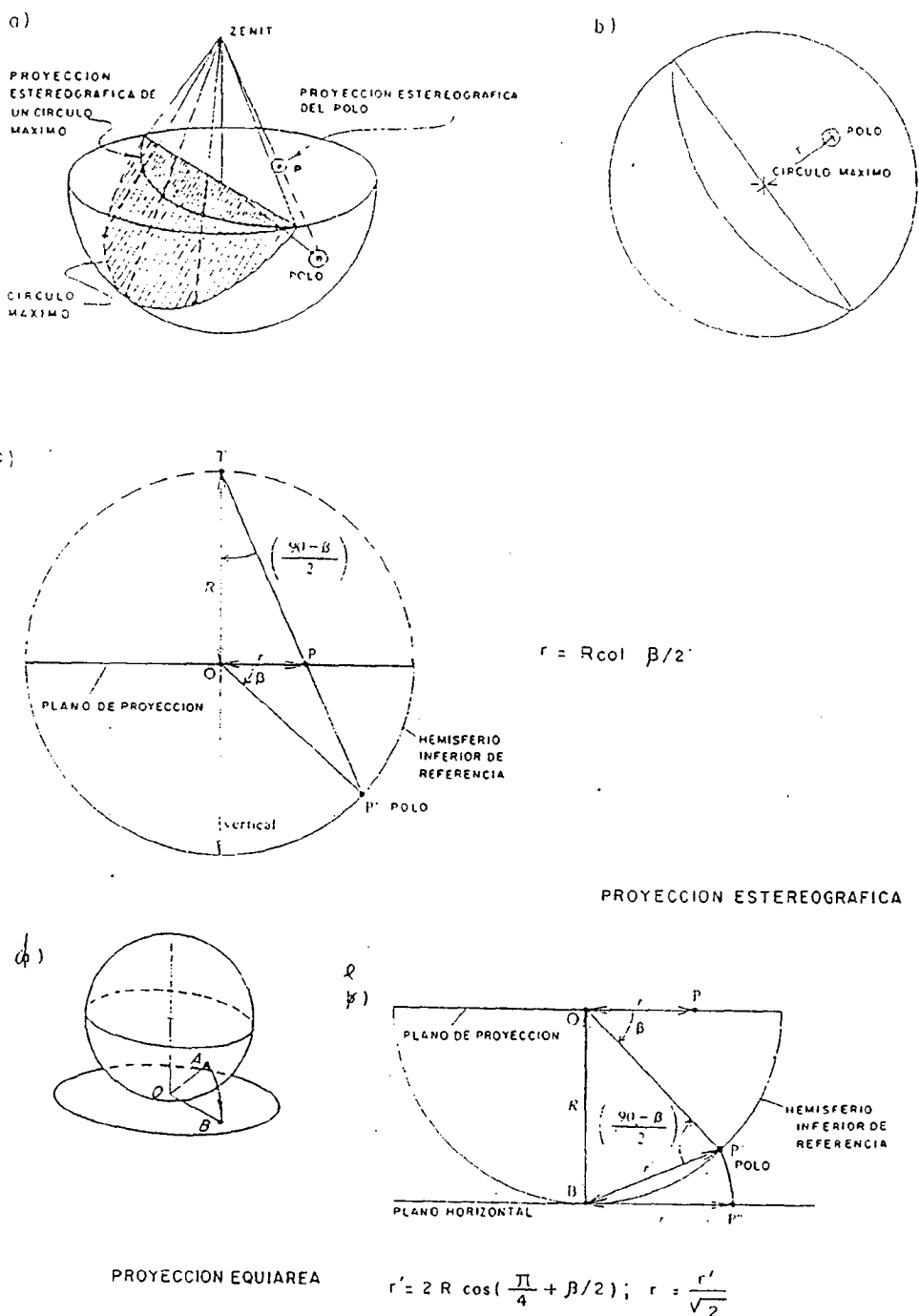


Fig. 2.9.- Proyección estereográfica y equiárea

incluyen los valores del Índice JRC definido por Barton para calificar la rugosidad de la diaclasa (fig. 2.11).

Y, por último, como ya se ha indicado, frecuencia de separación, presencia de agua, existencia de rellenos, alteración de los bordes, etc.

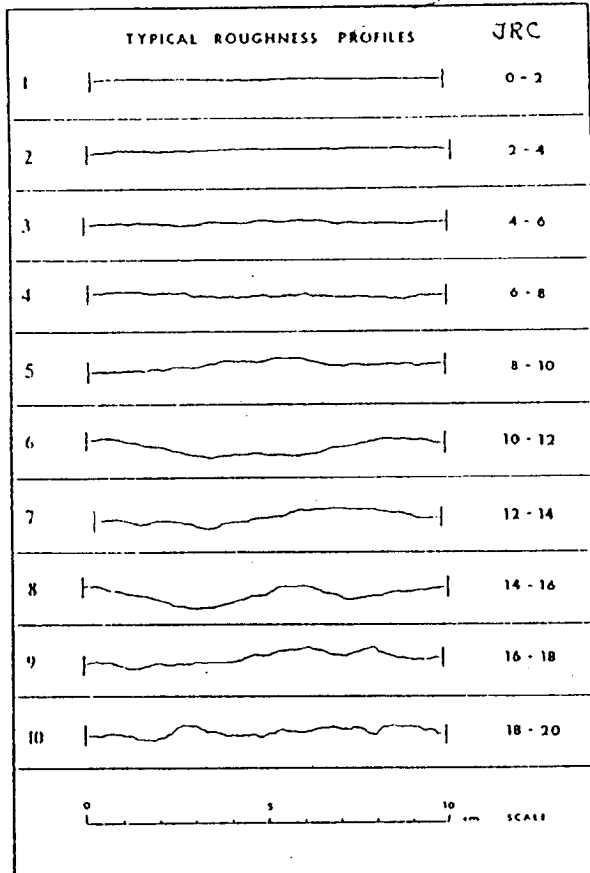


Fig. 2.11.- Perfiles típicos de rugosidad para el rango de coeficientes de rugosidad de juntas

En cuanto a las propiedades mecánicas del material base y los ensayos "in situ" serán descritos con detalle en el apartado siguiente.

## 2.3. PROPIEDADES MECANICAS DE LAS ROCAS

### 2.3.1. Ensayo de laboratorio

#### a.- Tipos de ensayos

La resistencia del macizo rocoso y la de la roca matriz no son independientes una de otra, sino que resultan relacionadas a través de la textura del macizo y del importante factor que constituyen las juntas o discontinuidades como ya indicó Jimenez Salas en 1968. Resulta importante el estudio en laboratorio de

los testigos de roca que constituyen el macizo, o sea, el material base y de diferentes discontinuidades para centrar el problema general del comportamiento general del macizo, en función de su naturaleza y propiedades tenso-deformacionales e hidráulicas intrínsecas. La unión de ambos análisis de propiedades en laboratorio, o sea, de los del material base y de las discontinuidades, puede permitir, en primera aproximación, junto con los datos de campo sobre morfología, fracturación, estratigrafía, etc, elaborar un modelo suficientemente representativo del macizo rocoso que permita analizar los problemas más comunes.

De ahí el papel de los ensayos de laboratorio en los que cada tipo de prueba debe considerarse como una parte de un propósito general, no como un análisis final o como la medida directa de una propiedad del macizo rocoso.

A continuación se resumen los ensayos de laboratorio en los que cada tipo de prueba debe considerarse como una parte de un propósito general, no como un análisis final o como la medida directa de una propiedad del macizo rocoso.

A continuación se resumen los ensayos de laboratorio habituales en la Mecánica de Rocas -en la forma que se llevan a cabo en España principalmente-, a efectuar sobre muestras de rocas y que, por tano, se refieren generalmente al material base.

Como punto de partida puede considerarse el de realizar una adecuada clasificación de los ensayos de laboratorio, no sólo por la importancia de orden académico que ello encierra, sino por el hecho de agrupar ensayos que tengan análogo propósito, aunque no sean constitutivos sino complementarios, y, sobre todo, para establecer su rango, a fin de no dar a cada ensayo sino la importancia que realmente merezca.

Para poder considerar estos problemas generales se han considerado cinco grandes grupos de ensayos de laboratorio:

- Ensayos de identificación, que tratan de conocer la naturaleza de la roca y establecer su estado natural aparente.
- Ensayos de clasificación, que intentan establecer una idea general del comportamiento de la roca, en relación a escalas de valores prefijadas empíricamente.



- Ensayos de resistencia y deformación, que tratan de cuantificar los parámetros tenso-deformacionales. Algunos de estos ensayos se utilizan también como clasificación del material.
- Ensayos de permeabilidad, con los que se pretende conocer el grado de dificultad del paso del agua a través de la matriz rocosa.

Los grupos segundo a cuarto, diferenciados por su propósito y rango, corresponden al problema general de establecer la respuesta del macizo rocoso frente a las acciones que alteran su equilibrio secular. En ellos puede considerarse incluidos los ensayos que se hacen sobre roca matriz y los que se realizan sobre discontinuidades.

Además se realizan otros ensayos de laboratorio, los de alterabilidad a examinar más adelante.

#### *b.- Ensayos de identificación*

Se pretende con este grupo de ensayos establecer la composición de la roca, su estructura, intrusiones, orientaciones preferentes, dislocaciones o discontinuidades, etc. Puede recurrirse a las siguientes técnicas:

- a) Reconocimientos y descripciones "de visu", que permiten examinar detenidamente los testigos de roca, con objeto de distinguir diferentes materiales, grados generales de meteorización, discontinuidades visibles y su espaciamiento, zonas de oxidación, etc, lo que, en definitiva, permite establecer las zonas representativas de los testigos, las que deben estudiarse más profundamente, las destinadas a los diferentes ensayos de tipo mecánico, etc.
- b) Medida de la porosidad (relación entre el volumen de huecos total y el volumen total de sólidos), normalmente determinada por métodos de saturación.
- c) Peso específico real y aparente
- d) Contenido de humedad
- e) Absorción de agua, factor muy importante, pues da una idea sobre el grado de meteorización o fisuración por comparación de muestras del mismo material), etc.

- f) Análisis mediante microscopio petrográfico, de lente binocular, de 20-30 aumentos como máximo y bajo poder de resolución, complementando con el uso de efectos birrefringentes para el estudio de orientaciones preferentes en láminas delgadas de roca. En general, permite establecer la naturaleza mineralógica, textura, distribución aproximada de componentes, orientaciones, etc.
- g) Observación mediante microscopio electrónico, particularmente con reflexión tipo "scanning", que permite establecer más claramente las orientaciones preferentes, las microfisuras de los cristales, el grado de meteorización, etc. (Montoto y Esbert, 1976).
- h) Utilización de técnicas de difracción de Rayos X para analizar de forma muy adecuada la orientación cristalina, determinación de minerales arcillosos, proporción, etc.

Con estas técnicas, completadas con análisis químicos, si es conveniente, puede conocerse el estado inicial, la naturaleza cristalográfica y mineralógica de la roca, así como su textura, microfracturación, etc.

#### *c.- Ensayos de clasificación*

Se pretende con este tipo de ensayos establecer una cualificación del material, de acuerdo con diversos criterios semiempíricos, que intentan clasificar la roca desde los estados más sanos y resistentes posibles a los más alterados y débiles.

Estos criterios habitualmente se fijan con base en los resultados de uno o dos ensayos (de resistencia o deformabilidad), por lo que estas clasificaciones deben considerarse como aplicables sólo al material base, hecho que a veces se olvida y se extrapola al conjunto rocoso. Ello entraña un importante error en la utilización de clasificaciones con parámetros representativos de las propiedades de la roca matriz y del macizo rocoso (orientación de discontinuidades, espaciamiento, etc), como las clasificaciones geomecánicas), puede ser aplicada a dicho macizo.

#### Tipos de ensayos:

- a) Determinación del índice de calidad IQ, a partir de la velocidad de propagación de ondas longitudinales  $V_l$ , en testigos cilíndricos de roca. Dado que  $V_l$  depende de la porosidad, principalmente por la presencia de huecos,

discontinuidades, fisuras, etc. se trata de establecer el valor IQ como:

$$IQ = \frac{V_1}{V_1^*} \times 100$$

en que  $V_1^*$  es la velocidad máxima de propagación de ondas en la roca o material base sano, sin fisuras ni huecos. En la Tabla 2.5., aparecen unos valores medios de  $V_1^*$  para diferentes tipos de rocas (Fourmaintraux, 1976) que pueden tomarse como referencia general. Con este índice o con la porosidad, n, puede calificarse la roca de acuerdo con los criterios de la fig. 2.12.

Tabla 2.5.- Velocidades máximas medias de propagación de ondas longitudinales en los principales tipos de rocas

TIPOS DE ROCAS	$V_1^*$ MEDIA m/s
Gabros (Rocas silicatadas básicas)	7000
Basaltos	6500 a 7000
Calizas	6000 a 6500
Calizas Dolomíticas **	6500 a 7500
Gres y Cuarcitas	6000
Granitos y rocas graníticas	5500 a 6000

\*\* según contenido en dolomía

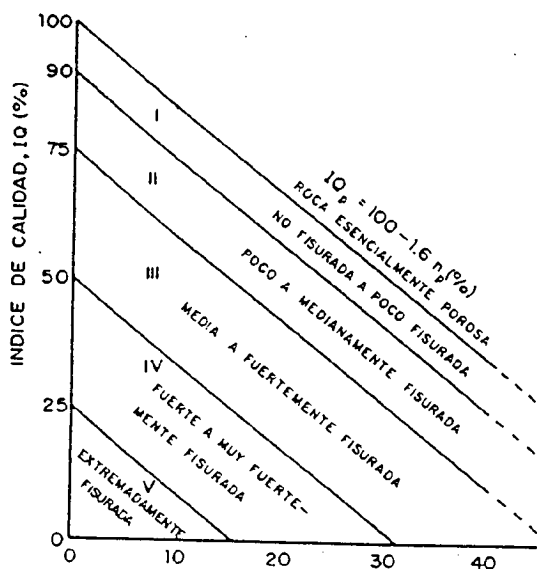


Fig. 2.12.- Descripción de la densidad de fisuración de una muestra de roca con ayuda del índice de calidad y de la porosidad total (Fourmaintraux, 1976)

- b) Obtención de la resistencia a compresión simple, con medida o no de la deformabilidad. En este ensayo la probeta de roca ha de tener forma cilíndrica, con una relación altura/diámetro del orden de 2 a 2,5, con el eje en la dirección en que se efectúa la carga. Se requiere que las dos caras planas sean paralelas entre sí, con una tolerancia que puede fijarse en que la máxima desviación de la distancia entre ellas sea de 25 centésimas de milímetro para probetas de 5 cm de diámetro. Ello obliga a un pulimento adecuado de esas caras planas, pues si no el estado de tensiones en la probeta puede ser muy irregular y llevar a resultados inferiores a los reales.

Habitualmente el ensayo se realiza controlando la deformación, de forma que la rotura se alcance en unos 15 minutos (según recomienda la A.S.T.M). También es corriente el medir la deformabilidad de la probeta durante el ensayo, al menos en la dirección longitudinal del cilindro de roca. Los diagramas tensión-deformación ( $\sigma - \epsilon$ ) que se obtienen pueden adoptar diversas formas (fig. 2.13), lo cual permite tener una primera idea del tipo de comportamiento del material: elástico, elasto-plástico, etc.

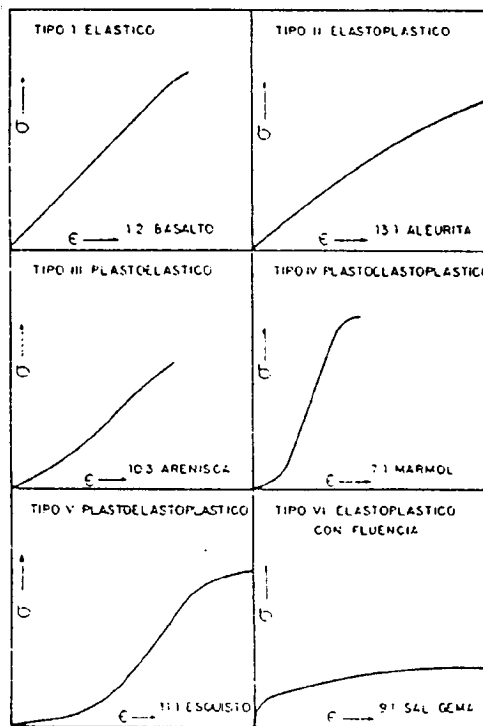


Fig. 2.13.- Curvas típicas tensión-deformación para rocas a compresión simple cargadas hasta rotura (Stagg & Ziekiewicz, 1968)

La deformabilidad de la probeta puede medirse con bandas extensométricas pegadas a su superficie lateral, o con extensómetros referidos a las bases de la muestra. Los extensómetros externos incluyen en su medida el posible aplastamiento de las bases, irregularidades superficiales, etc. En la fig. 2.14 se ha reproducido el resultado típico de un ensayo con el doble sistema de medida.

Los ensayos de las figuras 2.13. y 2.14 corresponden a prensas flexibles, que no continúan midiendo al alcanzarse la rotura. En la fig. 2.15 puede verse el resultado de un ensayo con prensa rígida.

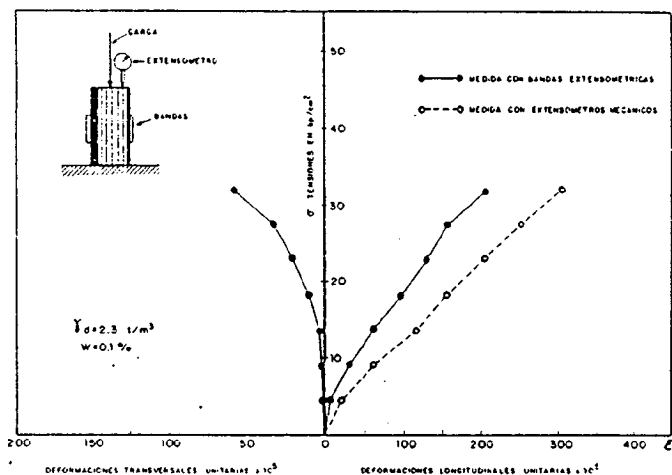


Fig. 2.14.- Ensayo de compresión simple en margas yesíferas del sudeste de España. Medida de deformaciones unitarias con sistemas eléctricos y mecánicos

La resistencia a compresión simple,  $q_u$ , obtenida como anteriormente se ha indicado, se utiliza para clasificar la roca matriz de acuerdo con criterios como el de Hoek y Bray (Tabla 2.6). o como el de Deere y Miller (fig. 2.16). En este último se incluye también el módulo de deformación o de Young medido en el ensayo.

- c) Ensayo de carga puntual, descrito por Broch y Franklin (1972), en el que una probeta cilíndrica se comprime entre dos puntos situados en generatrices opuestas (fig. 2.17). El índice del ensayo,  $I_p$ , se define como:  $I_p = P/D^2$ , siendo P la carga de rotura y D el diámetro del testigo. Normalmente se utiliza el índice  $I_p$  correspondiente a  $D = 50$  mm. Este ensayo, por su facilidad de realización que incluso permite llevarlo a cabo en el campo, puede ser utilizado ampliamente para obtener un amplio espectro de la calidad de la roca. No debe ser utilizado, sin embargo, para rocas muy blandas y en el caso de rocas claramente anisotrópicas, como las pizarras, debe procurarse que la dirección de la carga sea paralela o perpendicular a la dirección predominante de meteorización, esquistosidad, etc.

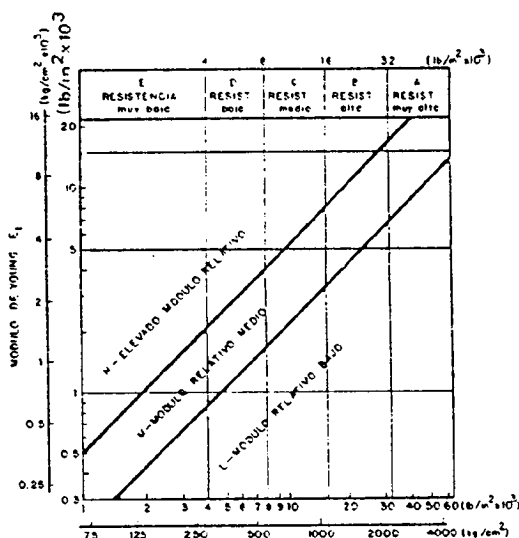


Fig 2.16.- Clasificaciones de Deere-Miller para rocas intactas (Stagg & Zienkiewicz, 1968)

La longitud del testigo cilíndrico ha de ser, al menos, 1,5 veces su diámetro, pero no se exige ninguna preparación especial de los extremos del cilindro, por lo cual puede realizarse fácilmente en el campo.

Tabla 2.6.- Clasificación aproximada de suelos coherentes y rocas (Hoek & Bray 1977)

N°	DESCRIPCION	RESISTENCIA A COMPRESION SIMPLE			EJEMPLOS
		lb/in <sup>2</sup>	Kg/cm <sup>2</sup>	MP <sub>c</sub>	
S1	Suelo muy blando	< 5	< 0,4	< 0,04	
S2	Suelo blando	5-10	0,4-0,8	0,04-0,08	
S3	Suelo firme	10-20	0,8-1,5	0,08-0,15	
S4	Suelo rígido	20-80	1,5-6,0	0,15-0,60	
S5	Suelo muy rígido	80-150	6-10	0,6-1,0	
R1	Roca muy meteorizada (Se rompe con martillo y se corta con cuchillo)	150-3500	10-250	1-25	Creta, Formaciones salinas
R2	Roca moderadamente meteorizada (Se corta con cuchillo con dificultad)	3500-7500	250-500	25-50	Carbón, Esquistos, Limolitas
R3	Roca moderadamente dura (No se corta con cuchillo, se araña con punta de martillo)	7500-15000	500-1000	50-100	Arenisca, Pizarras
R4	Roca dura (Se rompe con un golpe firme de martillo)	15000-30000	1000-2000	100-200	Mármol, Granito, Gneis
R5	Roca muy dura (Requiere muchos golpes de martillo de geólogo para ser rota)	> 30000	> 2000	> 200	Cuarcita, Dolerita, Gabro, Basalto

Generalmente se obtiene una buena correlación entre el índice  $I_p$  y la resistencia a compresión simple,  $q_u$ , relación que puede escribirse como:  $q_u = f \cdot I_p$ , en el que el factor  $f$  vale 23 para  $D = 50$  mm, según Benjawski. En España, para rocas blandas y medias,  $f$  puede bajar a 15-18. En la fig. 2.18 se ha reproducido la relación dada por Broch y Franklin (1972) para clasificar la roca a partir de los resultados del ensayo de carga puntual. A veces se realiza el ensayo sobre fragmento de roca irregulares, pero en ese caso los resultados pueden tener apreciable dispersión.

- d) Determinación de la dureza Schmidt, con el martillo así denominado. Este resultado se puede correlacionara con la resistencia a compresión simple.
- e) Ensayo de tracción directa, en el que una probeta cilíndrica o quasi-cilíndrica se pega a

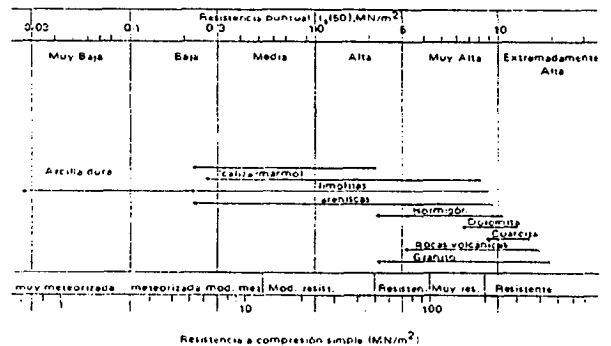
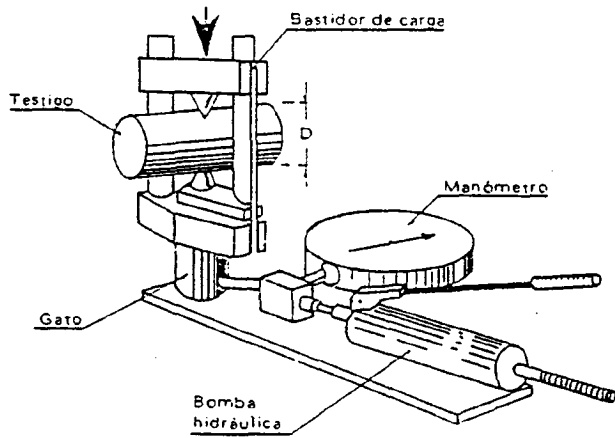
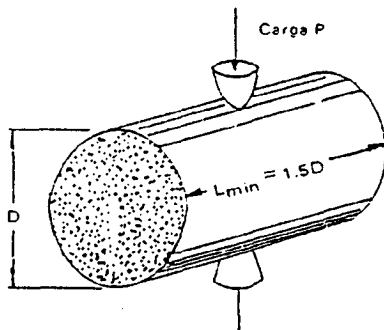


Fig. 2.18.- Clasificación de la roca a partir del ensayo de carga puntual (Broch y Franklin, 1972)

dos cabezales, mediante resinas, sobre los que se efectúa la tracción. En otras ocasiones la probeta lleva unos ensanchamientos extremos que se solidarizan al sistema de tracción (fig. 2.19 a). Estos ensayos pueden dar buenos criterios de calidad, aunque son difíciles de realizar de forma adecuada, tanto por el problema de tallar las probetas de forma especial, como por el asegurar un correcto encoldado de la probeta a los cabezales a tracción.



a) Esquema del montaje para realizar el ensayo.



$$\text{Índice de carga puntual } I_s = \frac{P}{D^2}$$

b) Detalle de aplicación de carga y cálculo del índice del ensayo,  $I_s$ .

Fig. 2.17.- Ensayo Franklin o de carga puntual (Point Load Test)

f) Ensayo de tracción indirecta o "Brasileño", desarrollado inicialmente para obtener la resistencia a tracción de hormigones. En él una

probeta cilíndrica, en la que la altura H puede ser pequeña respecto al diámetro, D (de 0,5 a 1), se carga a compresión a lo largo de dos generatrices opuestas. El estado de tensiones producido origina la rotura de la probeta en el plano de carga (fig. 2.19.b). Las placas como las que se aplica la carga deben estar fijas y lo más paralelas posible.

La resistencia a tracción,  $\sigma_{tb}$ , se obtiene con la expresión:

$$\sigma_{tb} = \frac{2P}{\pi DH}$$

en que P es la carga total de rotura aplicada.

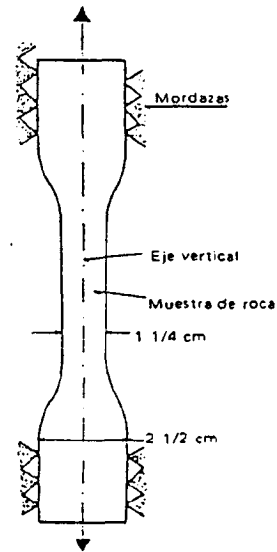


Fig. 2.19.a.- Ensayo tracción simple directa

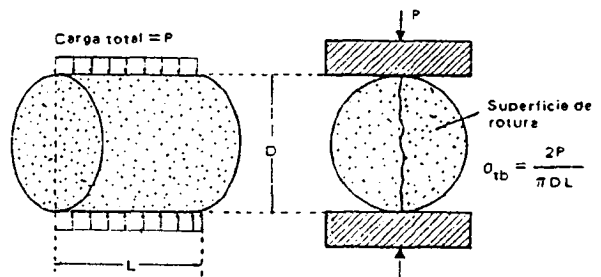


Fig. 2.19.b.- Ensayo tracción indirecta o ensayo "Brasileño"

El resultado depende esencialmente de la resistencia de la red cristalina y de sus defectos internos, por lo que el ensayo, a nuestro juicio, puede utilizarse como un elemento adecuado para clasificar la resistencia de la roca, más que como representativo de su resistencia a tracción. Dado que las caras planas de la probeta no necesitan de una preparación especial, el ensayo no se ve afectado tan considerablemente por la preparación como el de compresión simple (fig. 2.20).

En la fig. 2.20 se ha representado el intervalo de variación definido por Coates para la relación entre la resistencia a compresión simple y la resistencia a tracción en el ensayo brasileño. Esta relación, según Coates, varía aproximadamente de 10 a 25. Así lo indican los resultados de diferentes ensayos reales españoles representados en la fig. 2.20. Parece adecuado considerar, partiendo de la clasificación de Defre y Miller, el siguiente criterio de clasificación de rocas con rotura frágil, a partir de ensayos Brasileños:

Resistencia	(Kp/cm <sup>2</sup> )
Muy Débil	0 - 15
Débil	15 - 35
Media	35 - 65
Alta	65 - 100
Muy Alta	100

#### d) Ensayos de resistencia y deformación

El propósito de este grupo de ensayos es muy variado, pues mientras algunos tratan de determinar principalmente parámetros resistivos (tracción, corte directo, etc), otros pretenden establecer relaciones tensión-deformación en diferentes condiciones (compresión simple, compesión triaxial, etc). Pueden considerarse incluidos en este grupo los siguientes ensayos:

- Ensayos de tracción, en sus versiones ya comentadas de tracción directa y "Brasileño", así como en la versión de flexo-tracción de 3 ó 4 puntos de carga (Roberts, 1977), poco usual en la práctica española.
- Ensayo de compresión simple, con determinación de la deformabilidad longitudinal y transversal, como ya se ha indicado. Cuando se desea un reconocimiento mejor de la deformabilidad se recurre al empleo de prensas

"rígidas" que permiten conocer el comportamiento tenso-deformacional más allá del umbral de rotura, o bien permiten realizar ensayos de fluencia bajo tensión constante. La resistencia a compresión simple es un parámetro muy utilizado como característica resistente del terreno frente a problemas de excavación de túneles, resistencia de pilares mineros, voladuras, etc. Sin embargo, en estos problemas el parámetro que tiene un sentido más cualitativo que cuantitativo, por lo que puede ser sustituido por alguno de los parámetros ya comentados anteriormente ( $I_p$ ,  $\sigma_{cb}$ , etc).

- Determinación del módulo de deformación o de Young, por métodos sónicos o dinámicos, midiendo la velocidad de ondas que atraviesan la probeta. Con procedimientos adecuados puede determinarse también el módulo transversal. Generalmente el módulo sónico es del orden de un 25-50% mayor que le determinado estáticamente. Cuanto más débil y fisurada es la roca 2.21 mayor es la diferencia.
- Ensayo de compresión triaxial, en los que se pretende en general, alcanzar el estado de rotura de probetas cilíndricas, aplicando una tensión lateral,  $\sigma_3$ , constante y aumentando la tensión vertical,  $\sigma_1$ . Durante este proceso se miden las deformaciones de la probeta. En la fig. 2.21 puede verse el esquema de una célula triaxial tipo Hoek, con bandas extensométricas pegadas a la probeta para medir deformaciones unitarias. Estos ensayos sólo tienen interés, en general, para trabajos a gran profundidad, labores mineras, etc. Las células triaxiales también se utilizan para hacer ensayos de equicompresión o compresión isotrópica, o bien de consolidación plástica como los realizados por S. Uriel en el actual Laboratorio de Geotecnia, el estudio del comportamiento de materiales cementados, como las pumitas, hormigones, porosos, etc.
- Ensayos de corte directo y de rozamiento en litoclasas, en los que se pretende determinar la cohesión y el rozamiento interior a lo largo de una superficie quasi-plana, bien sea testigo de roca o de una discontinuidad, (esto último es lo más habitual e interesante). En la fig. 2.22 aparece un esquema de montaje necesario para

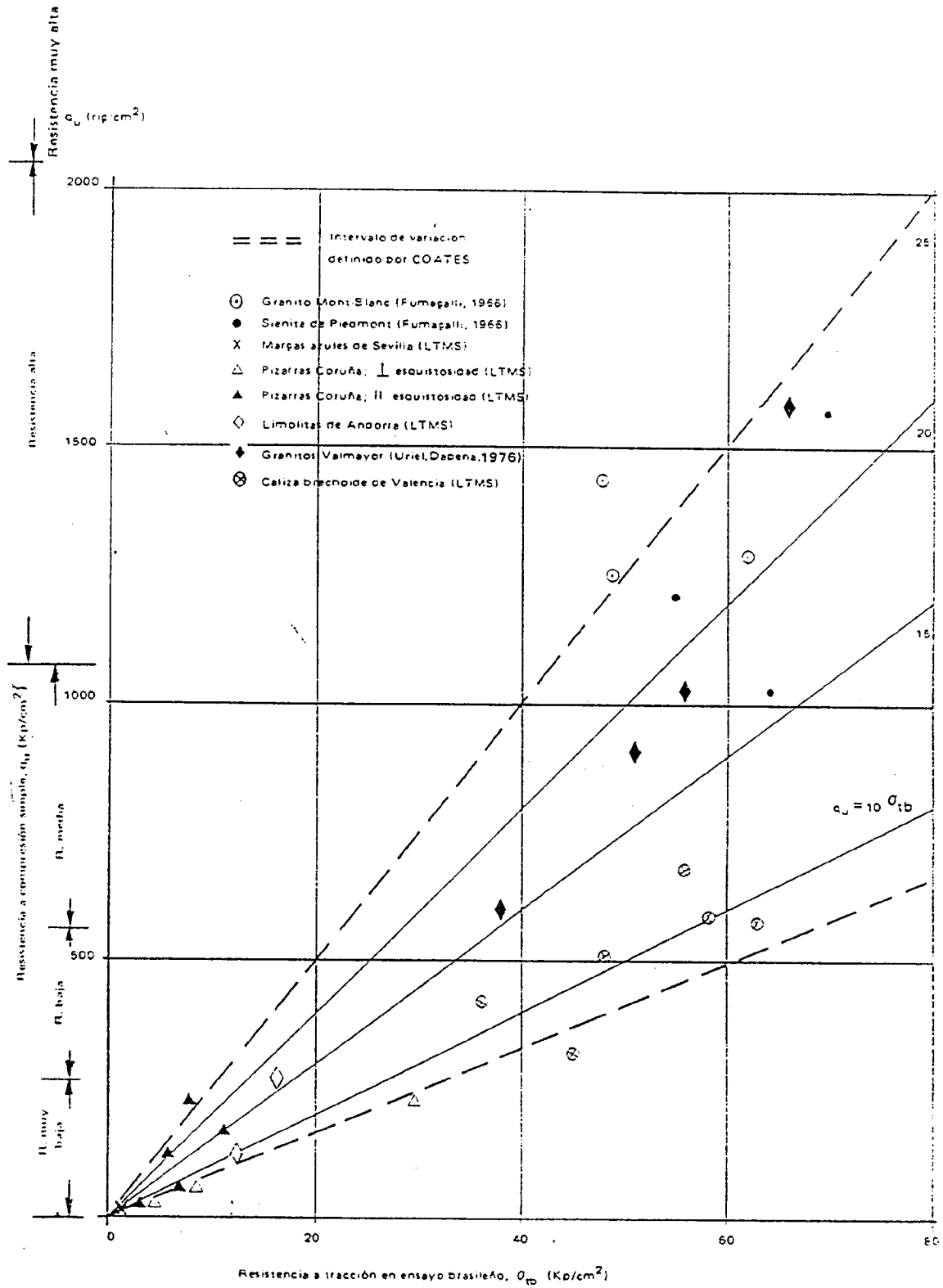


Fig. 2.20.- Relación entre resistencia a compresión simple y resistencia a tracción (Oteo, 1978)

realizar este tipo de ensayos: El testigo de roca queda sujeto a la caja de ensayo mediante un mortero de cemento, dejando en la parte central de la caja, que es donde se aplica el esfuerzo tangencial, la discontinuidad, a fin de que la rotura se produzca a lo largo de ella. Este esquema es el recomendado por la Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas (I.S.R.M., 1974).

etc, se ha utilizado mucho para determinar las características de diaclasas con relleno o sin él, habiéndose obtenido valores como los que se reproducen en la Tabla 2.7.

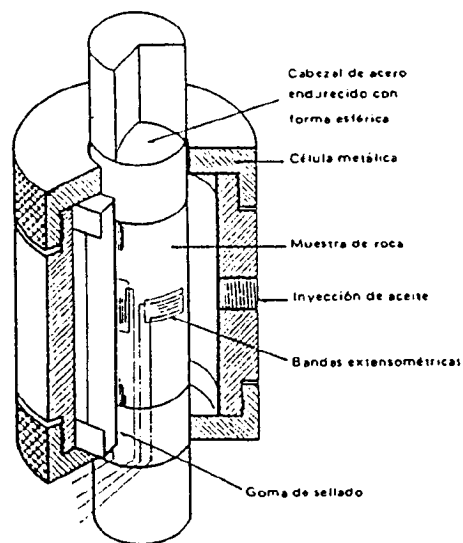


Fig. 2.21.- Célula triaxial tipo Hoek. Pueden verse las bandas extensométricas pegadas sobre la probeta (Catálogo E.L.E., 1972)

Fig. 2.21.- Célula triaxial tipo Hoek. Pueden verse las bandas extensométricas pegadas sobre la probeta (Catálogo E.L.E., 1972)

Los ensayos de corte de laboratorio se realizan habitualmente, sobre discontinuidades que aparecen en testigos de sondeos, para lo que se necesitan cajas de unos 14 cm de lado como mínimo, habiéndose desarrollado aparatos de corte directo portátiles para hacer estos ensayos en el campo, como el debido a Hoek (1970). Otros aparatos de laboratorio llegan a ensayar muestras de unos 50 cm de lado. En estos ensayos se determina, normalmente, tanto la resistencia al corte de pico como la residual (fig. 2.23), efectuando un ciclo de carga y descarga en cada muestra o llevando el desplazamiento entre cajas hasta magnitudes adecuadas. Este ensayo, de gran aplicación práctica, sobre todo en los problemas de estabilidad de taludes, túneles,

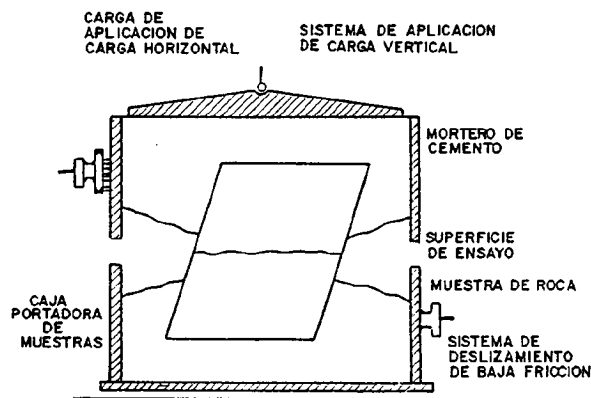


Fig. 2.22.- Esquema del montaje de un ensayo de corte directo o rozamiento en litoclasas



(Montaje según las recomendaciones de la I.S.R.M)

Tabla 2.7.- Resistencia al corte de diferentes discontinuidades con relleno (Hoek & Bray, 1977)

ROCA	DESCRIPCION	RESISTENCIA DE PICO		RESISTENCIA RESIDUAL		ENSAYADO POR:
		c'Kg/cm <sup>2</sup>	φ°	c'Kg/cm <sup>2</sup>	φ°	
BASALTO	BRECHAS CON ARCILLA	24	42			RUIZ, CAMARGO
BENTONITA	CRETA	0.15	75			MIDEA y NIEBLE
	CAPAS DELGADAS	0.9-1.2	12-17			LINK, SINCLAIR y
	ENSAYO TRIAXIAL	0.8-1.0	9-13			BROOKER
ESQUISTO	ENSAYO TRIAXIAL	0-2.7	8.5-29			SINCLAIR y
BENTONITICO	CORTE DIRECTO			0.3	6.5	BROOKER
ARCILLAS	ARCILLAS SOBRECONSOLIDADAS	0-1.8	12-18.5	0-0.03	10.5-16	SKEMPTON y PETLEY
ARGILITA	ENSAYO TRIAXIAL	0.8	32			SINCLAIR y BROOKER
ARGILITA	ESTRATIFICACIONES			0	19-25	LEUSSINK y MULLER
						KIRCHENBAUER
CARBON	CON MILONITO ARCILLOSO (1 a 2.5 cm)	0.11-0.13	16	0	11-11.5	STIMPSON y WALTON
DOLOMITA	ZONA ALTERADA	0.41	14.5	0.22	17	PIGOT y MACKENZIE
DIORITA, GRANODIORITA Y PORFIDO						
GRANITO	DIACLASAS CON ARCILLA	0	26.5			BRAWNER
	DIACLASAS CON LIMO	0-1.0	24-45			ROCHA
	ZONA TECTONIZADA	0.5	40			NOSE
GRAUWACA	1 ó 2 mm DE ARCILLA	2.42	42			EUDOKIMOV y SAPEGIN
LIMOLITA	CAPA DE 8 mm DE ARCILLA			0	21	DROZD
	RELLENO ARCILLOSO (2 cm)	1.0	13-14	0	13	KRSMANOVIC y OTROS
	RELLENO ARCILLOSO (< 1 mm)	0.5-2.0	17-21			KRSMANOVIC B
LIMOLITA, MARGA Y LIGNITO	CON CAPAS DE LIGNITO	0.8	38			POPOVIC
	CONTACTO LIGNITO-MARGA	1.0	10			SALAS y URIEL
LIMOLITA	DIACLASAS 2 cm DE ESPESOR	0	25	0	15-24	BERNAIX
LIGNITO	CONTACTO LIGNITO-ARCILLA	0.14-0.3	16-17.5			SCHULTZE
MONTMORILLONITA		3.6	14	0.6	11	EURENIUS
ESQUISTOS, CUARCITAS Y ESQUISTOS	RELLENOS DE ARCILLA	0.16-0.2	7.5-11.5			UNDERWOOD
		0.3-0.8	32			SERAFIN y
CUARCITICOS		8.1-7.4	41			GUERREIRO
ESQUISTOS	MUY LAMINADOS	36	31			
CUARZO-CAOLIN Y PIROLUSITA	ENSAYOS TRIAXIALES REMOLDEADOS	0.5	33			COATES, MC RORIE y STUBBINS
		0.42-0.9	36-38			

queda muy influida por su rugosidad, tipo de relleno, espesor de relleno, etc. Estas características no sólo influyen en el valor del ángulo de rozamiento aparente sino en la forma de la respuesta (fig. 2.23 y 2.24).

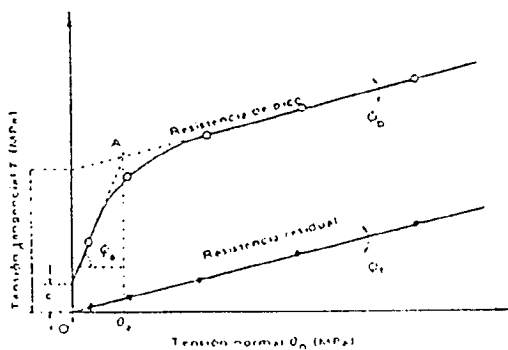
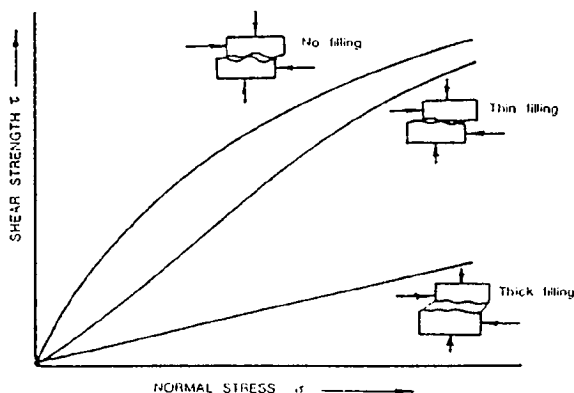


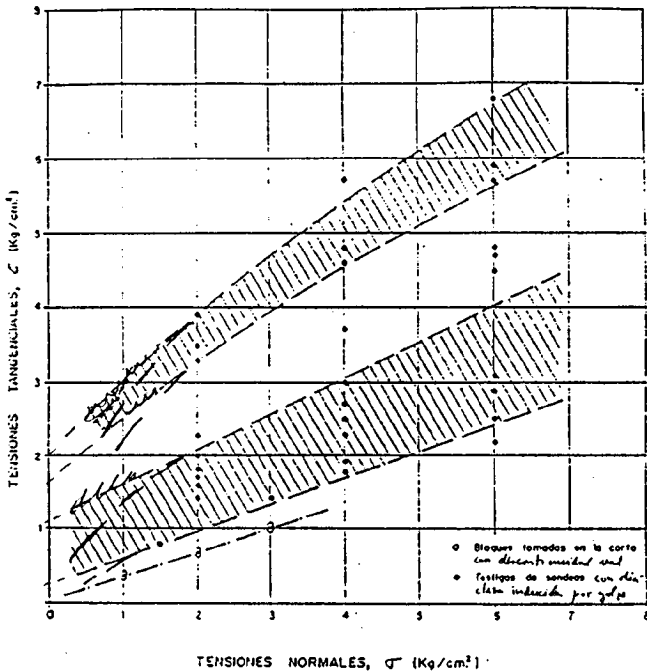
Fig. 2.23.- Resistencia tangencial. En función de la tensión normal, obtenida en ensayos de corte directo o rozamiento (SRM, 1974)

La respuesta obtenida en el ensayo de rozamiento de diaclasas (el único que trata verdaderamente de establecer características resistentes directas de las discontinuidades de la roca)



**Fig. 2.24.-** Relaciones ente los esfuerzos tangenciales y normales para discontinuidades con diferentes espesores de relleno (Hock y Bray, 1974)

En el caso en que la rugosidad sea importante puede obtenerse una línea de resistencia intrínseca muy curvada para tensiones muy pequeñas (fig. 2.23 y 2.24), lo que puede conducir -al aplicar un criterio como el de Mohr-Coulomb, con envolvente recta- a hablar de una cohesión importante, que a veces es tan solo aparente. Así puede verse en el caso de la fig. 2.25. Ello es debido a la dilatación positiva que se produce para pequeñas tensiones normales a la diaclasa que habrá en el caso real.



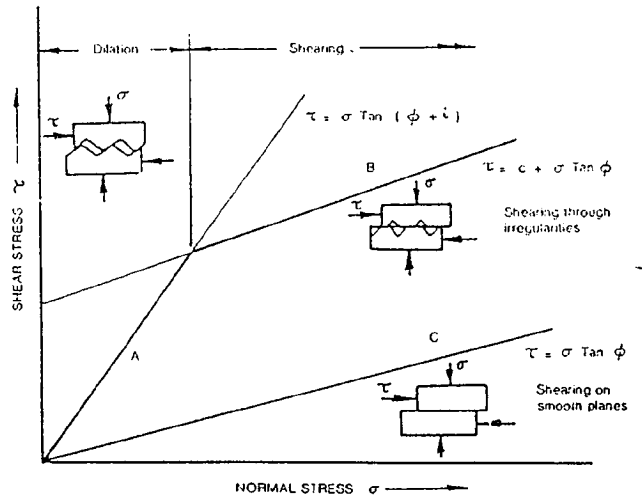
**Fig. 2.25.-** Ensayos de rozamiento en pizarras corta "San Ricardo"

*e) Ensayos de permeabilidad*

La filtración del agua a través de las rocas se produce, principalmente, a través de los poros y fisuras, por lo que la permeabilidad de masa suele ser pequeña.

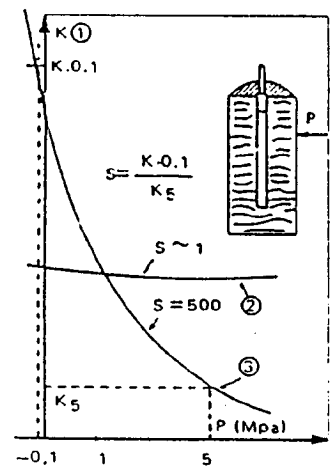
La permeabilidad de las rocas fisuradas, que dependerá del grado de meteorización, anisotropía, fisuras, etc, es muy sensible al estado de tensiones a que se ve sometida la roca. Por ello, Bernaix recomienda la realización de ensayos de permeabilidad radial en probetas con una perforación central, de

diámetro 0,2 el diámetro de la probeta, tal como indica la fig. 2.27. La filtración radial se realiza bajo presión de 1 Kp/cm<sup>2</sup>, en sentido divergente, y bajo 50 Kp/cm<sup>2</sup> en sentido convergente. El coeficiente:



**Fig. 2.26.-** Relaciones simplificadas entre los esfuerzos normales y tangenciales para superficies rugosas (Hoek y Bray, 1974)

$$S = \frac{K(-0,1)}{K(5)}$$



**Fig. 2.27.-** Ensayos de permeabilidad radial (Bernaix, 1974)  
 (1) Permeabilidad (Escala logarítmica)  
 (2) Roca porosa  
 (3) Roca fisurada

puede utilizarse como un índice de la fisuración de la roca. En rocas porosas  $S$  es del orden de 1, pudiendo llegar a valores del orden de 500 en rocas muy fisuradas.

### 2.3.2 Ensayos "in situ"

Los ensayos que se realizan "in situ", tienen como objetivo:

- Afectar a una parte del macizo rocoso más representativa que la estudiada en laboratorio, generalmente influyendo sobre el material base y sobre algunas diaclasas.
- Estudiar el estado de fracturación real y cómo influye en el valor final de parámetros determinados en laboratorio.
- Aumentar la superficie de ensayo, aunque solo sea afectando a una discontinuidad, para que el ensayo sea más representativo.

Podemos distinguir: a) Los ensayos que se hacen en sondeos mecánicos para determinar propiedades puntuales o locales. b) Los que se hacen en sondeos y entre sondeos -como algunas técnicas geofísicas- para determinar la respuesta de zonas próximas a las perforaciones. c) Y los que se hacen aplicando directamente cargas a áreas de terreno relativamente pequeñas (sea uno a varios metros cuadrados) para reproducir ensayos típicos de laboratorio pero con fragmentos del macizo rocoso más representativos.

En primer lugar podemos distinguir la determinación del índice de calidad de la roca (RQD), que, aunque no es ensayo, es un dato muy importante que se obtiene del testigo obtenido en un sondeo mecánico. Se determina sumando la longitud total del testigo -por considerando únicamente la de aquellos trozos de testigo cuya longitud sea igual o superior a 10 cm- en estado sano y compacto y refiriéndola a la longitud real que ocupaba ese testigo en el macizo rocoso. Este índice, sencillo aunque discutible, ha permitido a Deere establecer una clasificación sobre calidad del macizo rocoso (no del material base) como la incluida en la fig. 2.28.

Otros datos obtenibles de los sondeos -como frecuencia de fracturación- pueden correlacionarse con el RQD o pueden ampliar la información que este proporciona sobre variaciones de calidad en un determinado tramo (como el % de recuperación del testigo). Ahora bien, la facilidad de determinación del RQD ha permitido correlacionarle con otras propiedades "del macizo rocoso". De ahí su amplio uso, bien solo o

combinado con otros índices.

Otra determinación que puede hacerse en el interior de sondeos, ya hechos, es la de la permeabilidad, mediante el ensayo Lugeon, normalmente repetido en tramos de 3 a 5 m de un mismo sondeo, desde su fondo hacia arriba. Para su ejecución, se colocan dos obturadores que limiten la zona de ensayos (o uno solo, por encima del fondo, cuando se ejecuta en su tramo inferior). A continuación, se inyecta agua a presión por medio de un tubo que atraviesa el obturador superior (fig. 2.29). Se mide el caudal que se puede inyectar al cabo de 5 o 10 minutos, para diferentes presiones de inyección. La presión usual de medida es de  $10 \text{ Kp/cm}^2$  y el resultado se expresa en unidades Lugeon (o sea el número de litros por minuto y por metro del tramo ensayado, a la presión indicada). La representación de la curva caudal-presión (fig. 2.30) permite estimar la forma de respuesta de las diaclasas presentes en el tramo ensayado, ya que su transmisividad suele predominar claramente sobre la del macizo. Sin embargo, como el propio ensayo induce deformaciones en el macizo y en las discontinuidades, puede acentuar u originar fracturas, etc, los resultados de estos ensayos pueden ser engañosos, por lo que puede ser más representativo el empleo de ensayos de bombeo en pozos de diámetro apreciable, controlando la variación de los niveles piezométricos en sondeos próximos.

Entre sondeos, entre la superficie y un sondeo y entre varios puntos de la superficie pueden emplearse técnicas de tipo geofísico, como la sísmica de reflexión (para determinación de zonas alteradas, técnica muy utilizada para estimar las zonas a excavar con medios mecánicos y con explosivos), las técnicas down-hole up-hole y cross-hole. Esta última (fig. 2.31), de gran calidad si los sondeos se separan tan solo unos pocos metros, permite estimar muy bien la velocidad de transmisión de ondas longitudinales en las diversas zonas del macizo y estimar los módulos de deformación global, o sea del macizo rocoso  $E^*$ .

En España, durante los últimos años, el Laboratorio de Geotecnia del Cedex ha venido utilizando la técnica del análisis espectral de las ondas Raleigh o superficiales para determinar espesores de zonas de roca alterada alrededor de túneles y las tomográficas para detección de cavidades en medios kársticos.

Si se puede así, determinar la velocidad de la onda de compresión en el macizo rocoso,  $V^*$ , y se refiere a la velocidad de onda en un testigo inalterado,  $V_0$ , medida en laboratorio, puede apreciarse la influencia del diaclasado y heterogeneidad del macizo en esta propiedad. Pero, además, esta relación puede utilizarse para estimar la deformabilidad del macizo, ya que el

módulo  $E'$  del macizo puede estimarse a partir de  $V^*/V_i$  y del módulo de deformación del material base,  $E_{lab}$ , determinado en probetas de laboratorio, a partir de la fig. 2.32. En esta figura también puede obtenerse  $E'$  a partir del índice RQD.

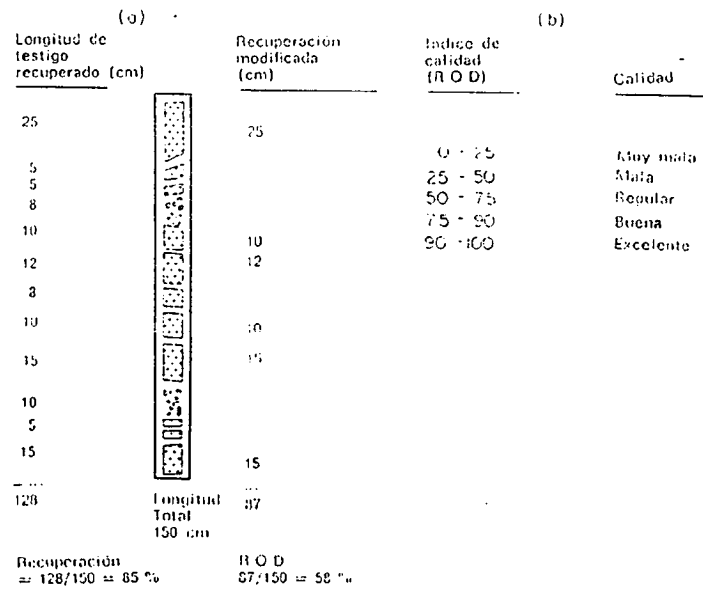


Fig. 2.28.- La recuperación modificada de testigo como índice de calidad de una roca

Ahora bien, quizá los ensayos "in situ" más importantes son los destinados a determinar la resistencia y deformabilidad mediante aplicación de cargas directamente sobre áreas de roca de medio a varios metros cuadrados de superficie.

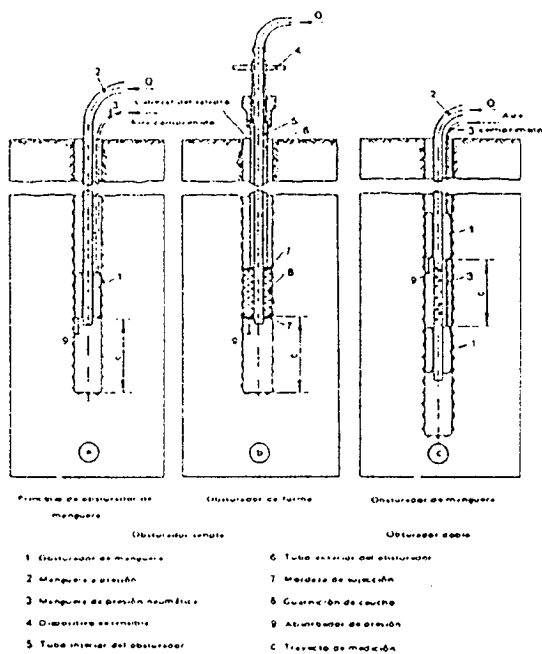


Fig. 2.29.- Esquema del ensayo de permeabilidad

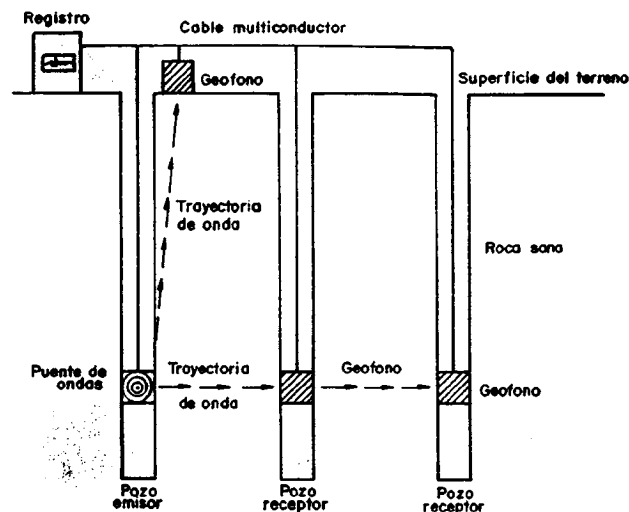


Fig. 2.31.- Generación y registro de ondas sísmicas en los ensayos crosshole y uphole

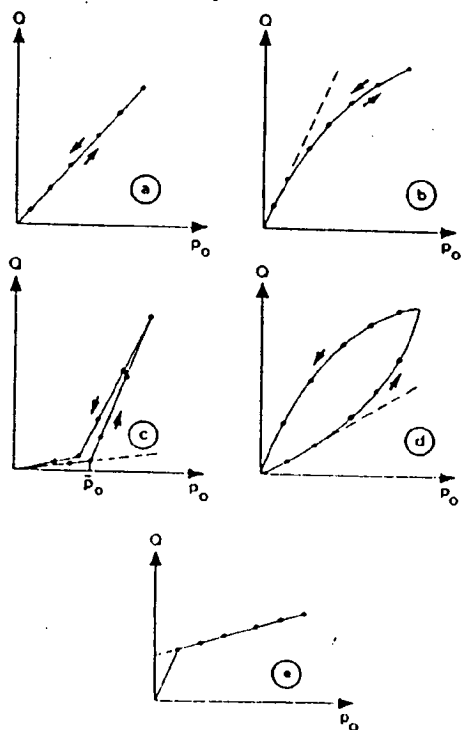
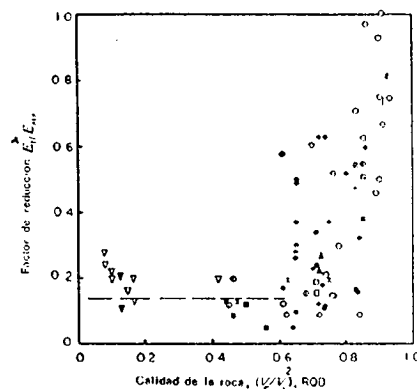


Fig. 2.30.- Resultados característicos del ensayo WD (permeabilidad)



- ▲ Presa de Dworshak, ensayo de presión en galería (F), extensómetros enterrados<sup>11</sup>
- ◻ Presa de Dworshak, ensayo de presión en galería (F), extensómetros superficiales<sup>12</sup>
- ◻ Presa de Dworshak, ensayo de presión en galería (E), extensómetros enterrados<sup>12, 17</sup>
- Presa de Dworshak, ensayo de presión en galería (E), extensómetros superficiales
- Presa de Dworshak, ensayos de placa, extensómetros superficiales<sup>12</sup>
- ◻ Presa de Dworshak, ensayos de placa, extensómetros enterrados<sup>12</sup>
- Presa de Laiyan, Irán<sup>19</sup>
- ▲ Presa de Kariba, gneis ligeramente meteorizado<sup>19</sup>
- ▼ Presa de Kariba, cuarcita muy diaclasada<sup>19</sup>
- × Zona de ensayos de Nevada, pórfido dacítico<sup>28</sup>
- Presa de Morrow Point<sup>21, 22</sup>
- ◻ Presa de Ananaigawa<sup>23</sup>
- Río Agri, Italia<sup>24</sup>
- Presa de Koshiyū, ensayos de placa
- Presa de Koshiyū, ensayo de presión en galería
- El Novillo, Méjico<sup>25</sup>
- ▼ Onodera<sup>26</sup>
- ◻ Presa de Vaiont, Italia, talud superior, ensayo de presión en galería<sup>22, 28</sup>

Fig. 2.32.- Variación del factor de reducción con la calidad de la roca

Estos ensayos, que en general no corresponden en el tiempo a la fase de reconocimiento geotécnico, pueden en muchas ocasiones el cumplir un objetivo básico: comprobar hipótesis de cálculo realizadas a partir de datos de sondeos y laboratorio, a medida que se realiza la obra.

La deformabilidad se determina mediante ensayos de carga en galerías o pozos, en los que, mediante gatos hidráulicos y el adecuado lastre de reacción (o de las paredes de una galería), se comprimen zonas de la superficie de la roca con repartos uniformes, en general, de tensiones; mediante varillas ancladas a diferentes profundidades pueden conocerse los desplazamientos del interior del macizo (fig. 2.33). El área cargada en este ensayo suele ser de 1 m<sup>2</sup>. Posteriormente estas medidas suelen interpretarse con las teorías elásticas correspondientes a sistemas multicapa, para poder conocer heterogeneidades de la roca, zonas decomprimidas, etc.

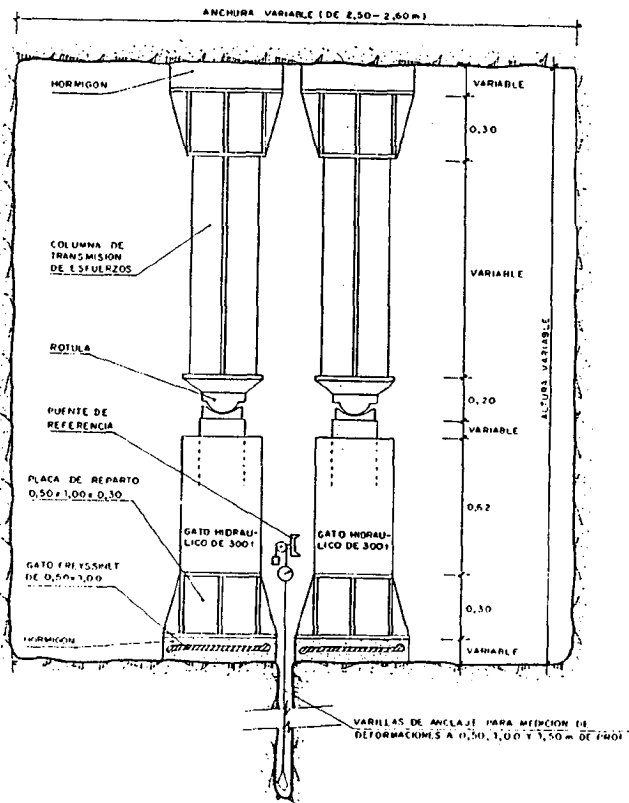


Fig. 2.33.- Montaje del Laboratorio de Geotecnia (CEDEX)

para ensayo de carga vertical en galería

También se utiliza el sistema de gatos planos, ya descrito al hablar de medida de tensiones "in situ", para la medida de deformaciones empleándose varios gatos incluidos en una hendidura hecha con sierra, con longitudes de 1 a 2 m (Rocha y Da Silva, 1970).

En España ha sido más utilizado el primero de estos dos métodos mientras que en Portugal se ha empleado más el segundo.

También pueden ejecutarse ensayos de carga radial en galerías, aislando una zona de túnel con dos paredes impermeables (de hormigón armado, por ejemplo), rellenando de agua la zona y aplicándole presión. Este ensayo que afecta a un volumen de roca más importante es, sin embargo, muy costoso y sólo aplicable en obras de grandes dimensiones.

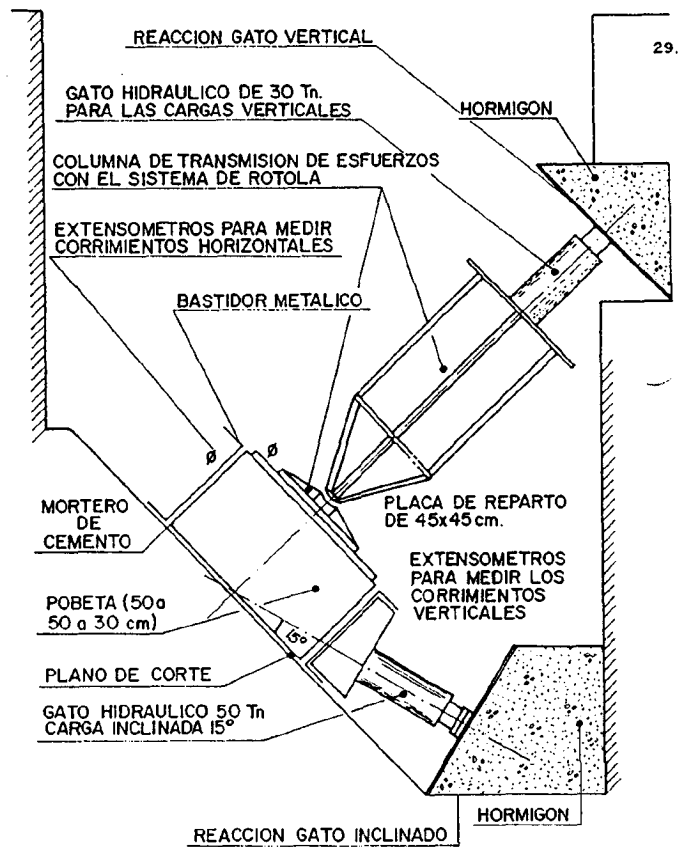


Fig. 2.34.- Detalle del montaje de ensayo de corte "in situ"

De una forma parecida a la anterior suelen ejecutarse ensayos de resistencia al esfuerzo cortante de discontinuidades, con la diferencia de añadir gatos hidráulicos quasi paralelos a la discontinuidad, para aplicar el esfuerzo tangencial necesario (fig. 2.34). La reacción de estos gatos se consigue contra alguna pared de hormigón o de la propia roca y la correspondiente al esfuerzo normal a la discontinuidad se consigue contra el techo de una galería, la propia pared de una zanja (fig. 2.34) o contra una plataforma debidamente lastrada.

La complicación principal de estos ensayos de corte estriba en el tallado de la probeta de roca que se asienta sobre la discontinuidad, sobre todo si ésta está inclinada. Es necesario tallar una probeta por cada punto de ensayo (en cada una de las cuales se aplica una presión normal diferente), lo cual suele hacerse mediante pretallado con ayuda de sonda y coronas de diamante y gran cuidado, para no permitir movimientos de la probeta de roca respecto a diaclasa a estudiar.

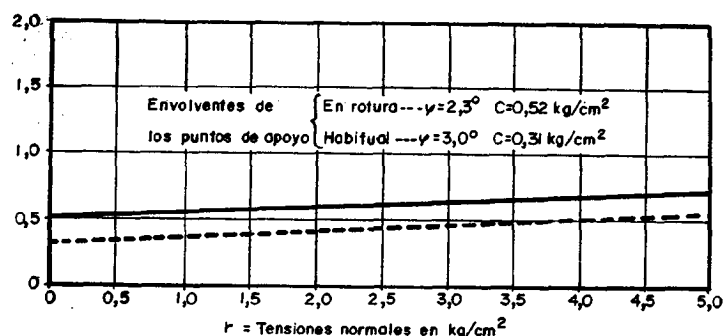


Fig. 2.35.- Líneas de resistencia intrínseca en rotura y residual de las tres probetas talladas en la solera de la zanja considerando la tensión normal constante

También es muy importante que las tres superficies de ensayo sean de naturaleza análogas. Por ejemplo en el caso de la fig. 2.35, en que se presentan resultados de un montaje como el de la fig. 2.34, con el que intentaban estudiar discontinuidades en un corta minera de explotación de carbón en pizarras cordobesas. La diaclasa ensayada estaba próxima a una zona muy tectonizada.

El ensayo se llevó a cabo en tres probetas talladas en el interior de una zanja de 7 x 3 x 2 m. La superficie de las tres probetas era lisa, satinada y negra. En las dos primeras probetas no se apreció relleno

visible en la discontinuidad ensayada, pero en la tercera se apreció un relleno de arcilla amarillo-anaranjada. La separación entre planos de discontinuidad apreciados era de 0,5 a 2 cm. Si se traza la línea de resistencia intrínseca a rotura correspondiente a las tres probetas resulta un ángulo de rozamiento interno no superior a 3° y una cohesión de pico de 5,2 T/m<sup>2</sup>. El rozamiento interno resultó, si los tres puntos de ensayo se consideraban representativos, excesivamente bajo.

Ante ello cabía señalar diversos puntos: Primero, en la tercera probeta se ha apreciado un relleno arcilloso que no se presenta en los otros, por lo que es dudoso considerarla de la misma naturaleza que las dos primeras. En segundo lugar, debe indicarse que el ensayo se efectuó en una zona en que las pizarras - como después demostraron los ensayos de composición y fábrica, al microscopio electrónico- presentaban láminas arcillosas y carbonosas intercaladas, con fenómenos de cloritización que podían reducir localmente el rozamiento a valores inferiores a los 10° y disminuir extraordinariamente la cohesión. Esto puede ocurrir en superficies no importantes, pero sí del tamaño de las ensayadas (50 x 50 cm<sup>2</sup>). Además las pizarras de esa zona, tectonizadas, se decomprimían de forma imprtante en cada caso, con apertura de fisuras, con lo que disminuía también la cohesión.

Pero todo ello, se consideró que los valores mencionados no representaban más que una situación límite que no era la del comportamiento global de las pizarras. Sin embargo sí proporcionó información para el análisis de problemas de posibles deslizamientos en bancos, según superficies paralelas a la estratificación, o en los taludes de muro.

Elo lleva, en ocasiones, a ensayar grandes superficies a esfuerzo cortante, como en el caso excepcional de la Presa de Maquinzenza, en que -bajo la dirección de S. Uriel- se llegó a ensayar probetas de 4 x 4 m<sup>2</sup>.

## 2.4. ALTERABILIDAD DE LOS MATERIALES ROCOSOS

### 2.4.1. Perfiles de meteorización

Los materiales rocosos, desde el primer momento de su exhumación están sometidos a procesos de alteración, que los transforman y pueden llegar a transformar en "residuales", dando lugar a la formación de verdaderos suelos, a partir del material rocoso preexistente, por avance progresivo de la alteración y meteorización.

Por meteorización podemos entender la adaptación de las rocas y de los minerales que las

constituyen a la acción del agua, del aire y de las condiciones de temperatura y presión que caracterice el ambiente de la superficie terrestre. Normalmente se consideran tres tipos de meteorización:

- a) Mecánica (o desintegración),
- b) Química (o descomposición),
- c) Biología (especialmente cuando se encuentran presentes ácidos orgánicos)

Las dos primeras formas de meteorización suelen actuar juntas, aunque -según las diversas etapas de su evolución- puede predominar una sobre otra. Generalmente la meteorización mecánica es más pronunciada en altas latitudes y altas elevaciones, donde, a menudo, alternan las heladas y deshielos. La química predomina en regiones tropicales húmedas, en parte porque la velocidad de las reacciones químicas aumenta con la temperatura.

La velocidad de las reacciones químicas depende en gran parte de la superficie de ataque. La rotura de la roca originada por acción mecánica puede aumentar dicha superficie y, con ello, el grado de meteorización, progresando de manera continua.

En la fig. 2.36 se ha esquematizado el ciclo global de formación de materiales que muestra que los suelos residuales pueden formarse a partir de rocas de muy diferente naturaleza.

Los productos de meteorización que aparecen en las zonas superficiales incluyen: a) Fragmentos de roca, que pueden ser sanos o alterados. b) Fragmentos de minerales de las rocas, los cuales también pueden estar alterados o no. c) Precipitados, que incluyen los nuevos minerales formados en la zona más superficial. d) Materia orgánica, suspensiones acuosas y soluciones.

Todos estos materiales, junto con los depósitos aluviales (rañas cuaternarias y tierra vegetal, normalmente) que se sitúan sobre el material residual, constituyen en definitiva un "perfil de meteorización". Este puede definirse como la secuencia de capas de materiales, con diferentes propiedades físicas, formada en el mismo sitio en donde se la encuentra y que yace sobre roca no meteorizada, guardando memoria de la constitución de dicha roca.

En zonas tropicales la alteración química y física actúan al mismo tiempo, por lo que predomina la formación de materiales muy diferentes a los que han

servido de "roca madre". En dichas zonas los suelos residuales son conocidos como "lateritas", presentando coloraciones similares a las de los ladrillos cerámicos,



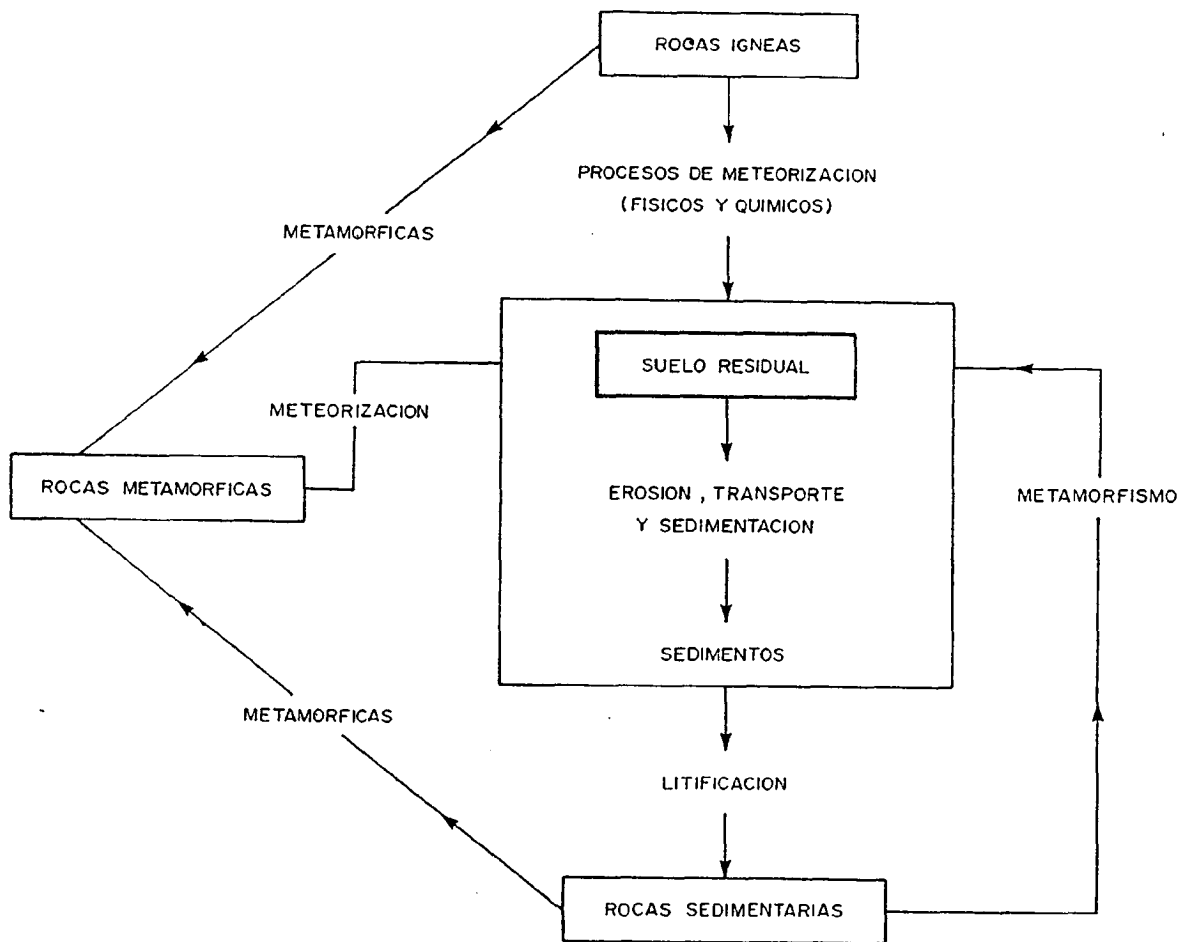


Fig. 2.36.- Ciclo Geológico

pudiendo proceder de diferentes tipos de rocas cristalinas, sedimentos detríticos y piroclastos. Contienen una elevada proporción de hidróxidos férricos y alúminicos. Por ello se utiliza la relación contenido  $S_iO_2$ /contenido  $(Al_2O_3 + Fe_2O_3)$  -o razón de sesquióxidos- como un parámetro indicativo del grado de meteorización o de laterización del suelo.

En general, puede decirse que las variaciones climáticas juegan un extraordinario papel en el proceso de formación de estos suelos, puesto que pueden condicionar cualquiera de los tres mecanismos de alteración mencionados. Peltier ha caracterizado la agresividad climática teniendo en cuenta las oscilaciones en la formación de hielo y su influencia los procesos químicos (fig. 2.37). En cada caso los materiales alterados y residuales son distintos, en función del clima de la vegetación, principalmente,

produciéndose los jabres castellanos, las tierras negras de la India, los suelos marrones sudamericanos, etc. Detalles de los procesos de meteorización pueden verse en la Tesis Doctoral de E. Dapena (1980).

Los perfiles de meteorización pueden variar apreciablemente, debido a las condiciones locales, tipo de roca, velocidad de erosión, clima, etc. Sin embargo, la experiencia adquirida por diversos autores, les ha permitido establecer unos perfiles típicos. Con ello

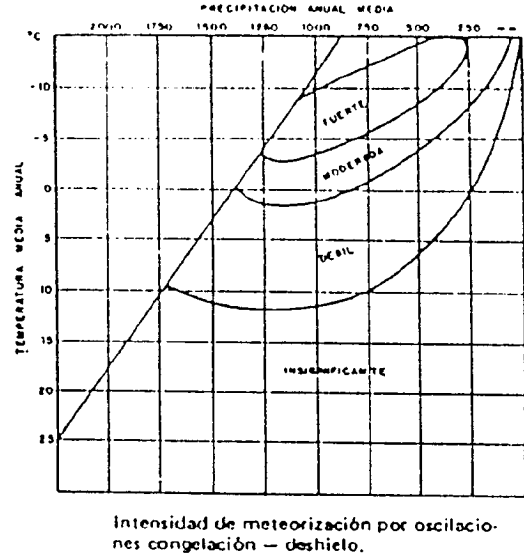
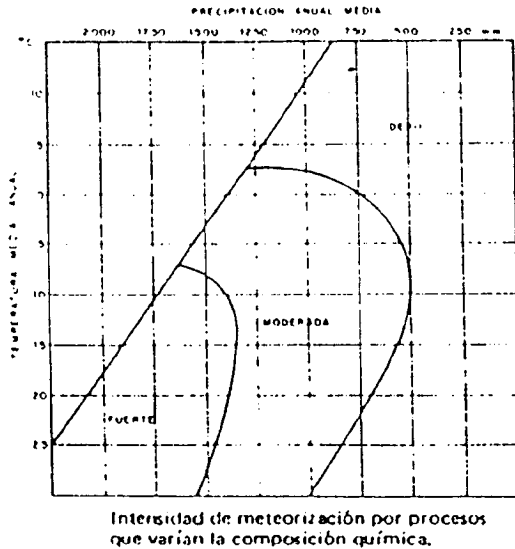


Fig. 2.37.- Estimación de la influencia del medio ambiente en la meteorización

pueden clasificarse los diversos materiales dentro de grupos de características comunes y comparar, así, el comportamiento observado en diferentes casos reales.

Basándose en trabajos de otros autores, LUMB (1962) ha establecido un perfil de meteorización en rocas ígneas muy difundido en la bibliografía especializada (Tabla 2.8.). La alteración arranca de las discontinuidades o diaclasas, ya que la roca matriz es impermeable (grado I). La biotita es el primer mineral atacado, a continuación los feldespatos comienzan a descomponerse (primero la plagioclasa y después la ortoclasa), etc. Las discontinuidades aumentan de espesor al formarse la zona meteorizada, formándose bloques rocosos rodeados de material alterado, (Grado II). La meteorización continua, los feldespatos se descomponen, así como los cuarzos se disgregan (Grado III). Así sucesivamente, van desapareciendo los bloques rocosos a medida que aumenta el grado de meteorización (grados IV y V); aunque se conserva la estructura granítica (Grado V), el aspecto del material es más el de una arena con una mezcla de limo. En el grado VI la textura granítica queda destruida y la flora y fauna proceden sobre el suelo residual.

Este perfil tipo tiene el inconveniente práctico de distinguir muchos grados de alteración. Más práctico y general puede resultar el perfil tipo definido por Deere y Patton (1971), que puede verse representado también

en la Tabla 2.8 para rocas ígneas y metamórficas. En estos casos el perfil puede dividirse en tres estratos:

- 1º) Suelo residual
- 2º) Roca meteorizada o zona de transición
- 3º) Roca sana y relativamente no meteorizada

El suelo residual (Tipo I) puede subdividirse en tres zonas: a) La IA es la formada por suelos aluviales, partículas en suspensión del agua infiltrada, materia orgánica, etc., b) La IB es la zona de deposición de los materiales arrastrados desde la IA; es una zona de materiales predominantemente arcillosos, coloreados, con muy poca indicación del material materno y ninguna de la estructura original de la masa rocosa, d) La IC es aquella en la que los feldespatos están caolinitizados y las micas degradadas; se presentan pequeños bloques rocosos, pero en una proporción inferior al 10% del volumen total; en ella se reconoce, por tanto, la estructura de la roca originaria, aunque el material tiene más aspecto de suelo que de roca; las discontinuidades son las mismas que las de la roca madre; esta subzona suele denominarse "saprolito" o "regolito".

La zona de transición, o de roca meteorizada, puede subdividirse también en dos capas: a) la IIA, o superior, en la cual se produce la transición del saprolito a la roca meteorizada; los núcleos de roca ocupan volúmenes entre 10 y el 95%; la meteorización aparece

claramente a lo largo de diaclasas y fallas preexistentes; el suelo que rodea los núcleos de roca es una arena de grano medio a grueso. b) La zona IIB es la de roca parcialmente meteorizada, en la que se aprecia una notable decoloración y algo de alteración en las diaclasas; la alteración de los feldspatos y de las micas ya ha comenzado, incluso de forma muy acusada en algunos casos.

En la zona de roca no meteorizada, o zona III, los feldspatos y micas se presentan inalterados, las diaclasas presentan muy poca o ninguna oxidación. Esta base de roca no meteorizada puede, sin embargo, estar intensamente diaclasada.

Otros autores han establecido perfiles de meteorización similares al que se acaba de comentar. En la Tabla 2.8 pueden verse varios y su comparación con la denominación de Deere y Patton.

#### 2.4.2 Ensayos de alterabilidad

En los últimos años se ha prestado especial interés a los problemas de alterabilidad de rocas, al aumentar el número de obras que utilizan la roca como material de construcción (presas de escollera, pedraplenes para carreteras, etc) y haberse presentado diversos problemas de alteración del material rocoso, tanto física, como química y biológica.

En laboratorio se intenta reproducir de una forma rápida, los posibles procesos de alteración que induce en la roca la meteorización ambiental de la zona en que el material queda situado. Por lo tanto, se trata de establecer la capacidad de evolución de la roca, a partir del momento en que comienza su utilización o su consideración general, frente a acciones agresivas.

Se trata, pues, de establecer criterios sobre el comportamiento de la roca frente a acciones de tipo térmico, modificaciones originadas por la presencia de fluidos en circulación, por cambios de volumen, etc., y alteraciones que puedan ser debidas a la variación del estado de tensiones que permiten la apertura de fisuras, deslizamientos, etc.

En la práctica hay que proceder a considerar cuál o cuáles han de ser los mecanismos de alteración esperados. A continuación se procede a establecer cuál es la acción de laboratorio que reproduce mejor el fenómeno. Se llevan a cabo los ensayos pertinentes y se comparan los resultados obtenidos con criterios de orden semiempírico, prestando atención especial a las propiedades que se consideraran más fundamentales para el problema en cuestión.

Los principales tipos de ensayos de laboratorio concernientes a la alterabilidad de la roca son los que a

continuación se enumeran; una relación más detallada de algunos de ellos ha sido dada por Dapena y Uriel (1977).

- Ensayos de hinchamiento, en que se trata de medir generalmente el cambio de volumen debido a la humectación gradual de la roca. En general, solo se mide el hinchamiento en dirección vertical, estén las probetas confinadas o no, aunque también puede medirse el hinchamiento libre en tres direcciones perpendiculares.
- Ciclos de humedad-sequedad, para tener en cuenta el posible debilitamiento originado en la roca por la presencia y desaparición parcial de agua, que pueda ocasionar una "ordenación" de las moléculas de agua, con el consiguiente cambio de volumen y acciones sobre la red cristalina de la roca.
- Ciclos de calentamiento-enfriamiento, para reproducir el choque térmico originado en la naturaleza por la variación de temperatura a fin de prever las acciones originadas por las contracciones y expansiones cíclicas de la roca. Este fenómeno suele tener gran importancia en la superficie de las rocas y va transmitiéndose, sucesivamente, al interior.
- Ciclos de hielo-deshielo, a fin de reproducir el efecto de heladas en rocas saturadas que, al provocar un importante cambio de volumen en el agua, puede originar fracturaciones importantes en la roca.
- Ciclos de cristalización de sales, en los que se estudia el efecto del crecimiento de cristales de las sales con que se ataca la muestra de roca. Se trata de reproducir, así, el efecto originado por el hielo, aunque el proceso sea muy diferente. En este ensayos, como en los anteriores de tipo cíclico, el resultado se mide por la pérdida de peso seco experimentada por las muestras.
- Ensayo de desmoronamiento o de inmersión (Jar stability tes), en el que un fragmento irregular de roca, de unos 20 gr de peso, se sumerge en agua destilada, con objeto de observar su posterior comportamiento y establecer el índice I<sub>j</sub> con arreglo al siguiente criterio:

I <sub>j</sub>	Comportamiento
1	El fragmento se degrada totalmente en polvo

- 2 Se rompe rápidamente y forma muchos granos
- 3 Se rompe lentamente y forma muchos granos
- 4 Se rompe rápidamente y desarrolla varias fracturas
- 5 Se rompe lentamente y desarrolla pocas fracturas
- 6 No hay cambio

- Ensayo de sequedad-humedad-desmoronamiento ("Slake Durability tes"), denominado en España "Sehudes", descrito por Fraklin y Chandra (1974) y el I.S.R.M (1972). Es actualmente uno de los más utilizados. Trata de medir la resistencia de la roca frente a la meteorización y desintegración como resultado de realizar dos ciclos de secado y agitación en un baño de agua. Para ello, 10 fragmentos de roca, de 40-60 gr de peso se colocan en un tambor y se secan a temperatura constante de 150° C. Después se coloca el tambor semisumergido y se hace girar a 20 rpm, durante 10 minutos. Se vuelve a repetir el ciclo. El Índice  $I_b$  que se obtiene del ensayo es la relación, en tanto por ciento, entre el peso seco de los fragmentos después de los dos ciclos y el peso seco de los fragmentos después de los dos ciclos y el peso seco antes del ensayo. La relación entre  $I_b$  e  $I_p$ , para pizarras puede tomarse como la siguiente (Lutton, 1977).

INDICE DE DURABILIDAD

$I_p$	$I_b$
1	0 - 10
2	10 - 25
3	25 - 50
4	50 - 80
5	80 - 90
6	90 - 100

También se utilizan otros ensayos como los de dureza medida con ecleróscopo, ensayo Los Angeles, disgregación ultrasónica, fisilidad, etc., pero con menos generalidad que los anteriores. O bien, se combinan alguno de los ensayos de clasificación o resistencia, ya descritos, con los ensayos cíclicos de tipo ambiental para ver la repercusión de estos últimos en módulos (determinados por métodos no destructivos, como los sónicos) o en resistencias. El ensayo de sequedad-humedad y desmoronamiento ha tomado, en los últimos tiempos, gran desarrollo para el estudio de la alteración ambiental. La durabilidad del material después de dos

ciclos de desgaste puede clasificarse con el criterio de la fig. 2.38, en la que se relaciona  $I_b$  con el índice de plasticidad en rocas arcillosas. Sin embargo, el ensayo resulta muy sencillo y cabe pensar que no reproduce siempre la realidad ambiental, sobre todo porque en muchas ocasiones la durabilidad de la roca es sensible al número de ciclos de ensayo, con lo que puede resultar más difícil establecer criterios de utilización práctica.

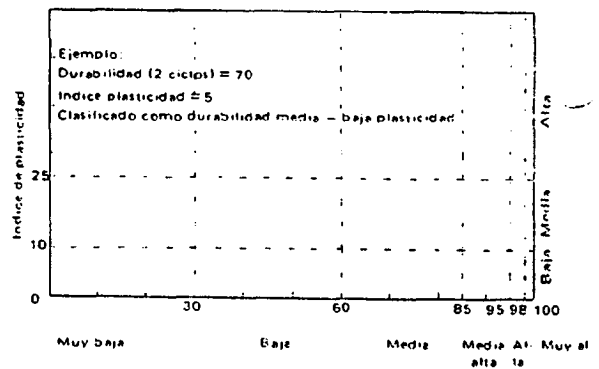


Fig. 2.38.- Clasificación durabilidad-plasticidad en rocas arcillosas propuesta por Gamble (I.S.R.M., 1972)

Sin embargo, el número de dos ciclos, fijado en tanto arbitrariamente, puede ser insuficiente y conducir a resultados engañosos. En la fig. 2.39 se reproducen los resultados obtenidos con rocas pizarrosas de la zona minera de Peñarroya (Córdoba), después de realizar el ensayo sehudes 2 y 5 ciclos.

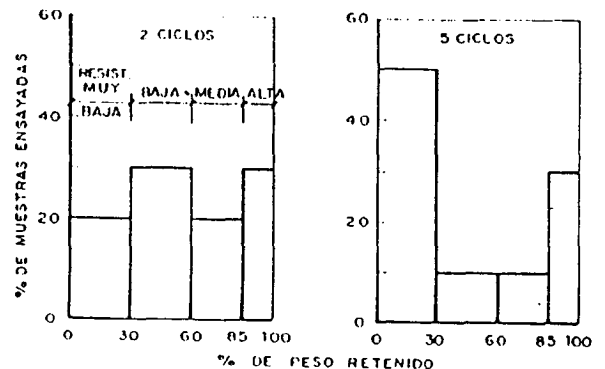


Fig. 2.39.- Distribución de la resistencia a la alteración, según el S.D.T. (Pizarras y areniscas de Peñarroya)

En materiales margosos  $I_0$  puede resultar un índice de alteración no adecuado. En este caso, suele ser más idóneo el estudio mediante ciclos de humedad-sequedad como los ya descritos.

A partir de datos de campo puede estimarse el grado de alterabilidad de la roca. Para ello pueden utilizarse parámetros sencillos como el RQD y el tanto por ciento de recuperación de testigo, aunque ellos solos pueden conducir a resultados engañosos.

Sin embargo, combinados con el resultado de ensayos geofísicos, tipo down-hole, pueden permitir estimar el espesor de zonas tectonizadas sobre todo si la velocidad de transmisión de ondas longitudinales "in situ",  $V_p$ , se refiere a las de laboratorio (fig. 2.40).

#### 2.4.3 Propiedades de materiales alterados

El problema de estimar las propiedades mecánicas de los macizos rocosos alterados es aún más difícil de resolver que en los macizos rocosos sanos pero fracturados.

Por un lado la obtención de testigos representativos es muy dificultosa, ya que la perforación -y sobre todo el agua de refrigeración- altera y desliza aún más el material. Por otro el manejo y tallado de probetas para ensayo de laboratorio se hace, a veces inviable.

Por ello es habitual intentar combinar el laboratorio -para estimar potenciales de alterabilidad-, datos de sondeos (para fijar espesores meteorizados) y ensayos "in situ", como placa de carga, corte directo, etc, para estimar valores del módulo de deformación, rozamiento interno, etc.

Con diversos ensayos triaxiales sobre muestras "inalteradas" de granito alterado, Hamrol (1961) ha podido representar las envolventes de resistencia al corte, en función del índice de calidad ( $i$ ) o de susceptibilidad a la meteorización, definido como el peso de agua que absorbe una probeta de roca sumergida referido al peso de la probeta seca, el cual aumenta con la intensidad de la meteorización. La Fig. 2.41. reproduce estos resultados en que puede verse como aumenta el ángulo de rozamiento al disminuir el índice  $i$ . En estos casos, aún con absorciones de agua apreciables (7%) la resistencia al corte es notablemente mayor que la del material totalmente alterado o suelo residual.

Las propiedades deformacionales ofrecen una variación, mucho mayor que la registrada en la resistencia. Por ejemplo, según los diversos casos reales recopilados por Little (1967), el módulo de deformación aparente varía entre 1000 y 100.000 Kg/cm<sup>2</sup>. Esta enorme gama abarca desde suelos residuales, en que el comportamiento es el de prácticamente el de una arena, hasta rocas meteorizadas en que la menor deformabilidad de bloques rocosos predominantes aumenta el módulo de deformación aparente.

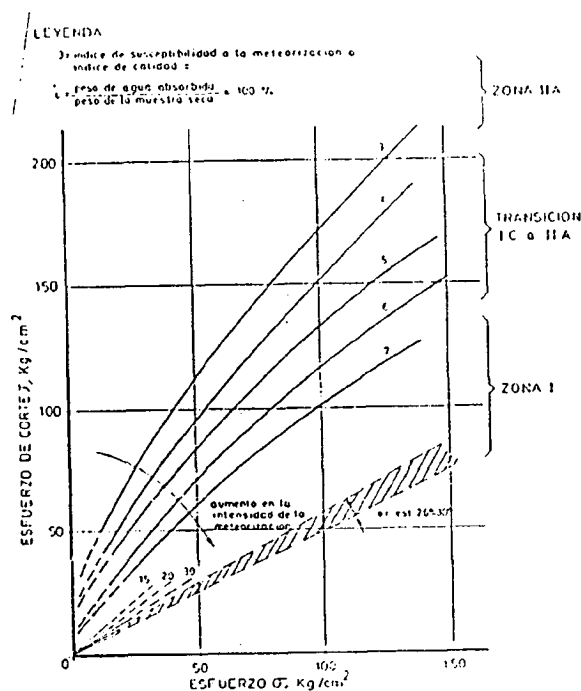


Fig. 2.41.- Envolventes de resistencia al corte en granito meteorizado "intacto"

La deformabilidad resulta más alterada por la toma de muestras, que, generalmente, modifica los enlaces de la estructura residual y, por tanto, su estructura y fábrica.

Por estas dificultades, los ensayos de campo, se utilizan más en estos casos, sobre todo los ensayos de placa de carga que pueden dar información muy verídica. La fig. 2.42. muestra un resumen del orden de magnitud del valor del módulo de deformación en materiales residuales de diferentes zonas del mundo, lo que demuestra el amplio espectro que se reúne bajo el nombre y la necesidad de realizar ensayos adecuados en cada caso, respetando las condiciones propias del

terreno en las operaciones previas a los ensayos.

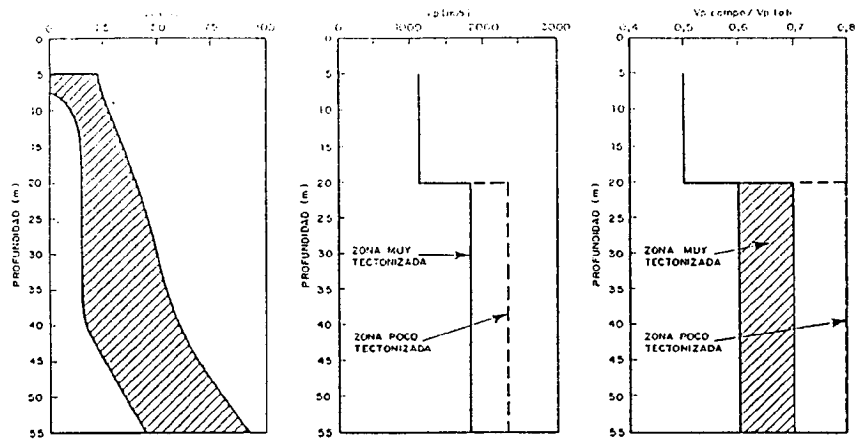


Fig. 2.40.- Indices de fracturación de pizarras (zona Peñarroya y Puertollano) en función de la profundidad y grado de tectonización

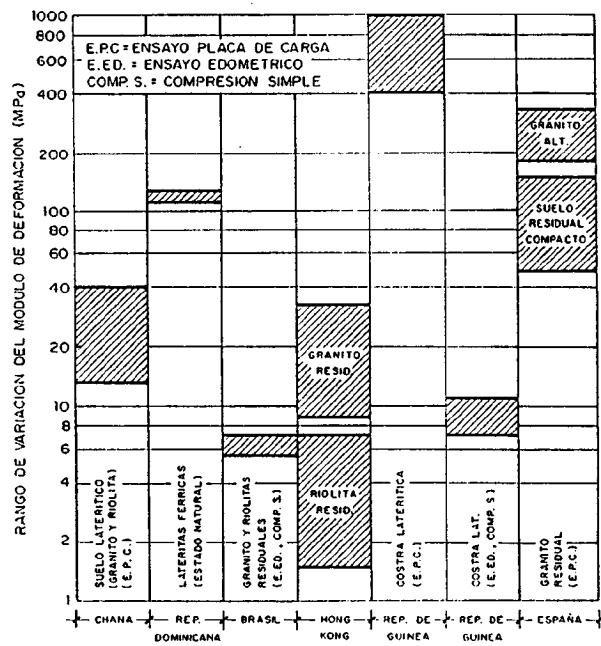


Fig. 2.42.- Rango de variación del módulo de deformación en materiales residuales de varios países

PERFIL ESQUEMATICO	LUMB (1965) LITTLE (1969)	VARGAS (1953)	SOWERS (1954, 1963)	PUXTON AND BERRY (1957)	CHANDLER (1969)	GEOLOGICAL SOC. ENG. GROUP (1970)	DEERER AND PATTON (1971)	MARTIN (1977)	
	ROCAS IGNEAS	GNEISS, BASALTO Y ARENISCA	ROCAS IGNEAS Y METAMORFICAS	ROCAS IGNEAS	LIMOLITAS Y MARGAS	ROCAS IGNEAS	ROCAS IGNEAS Y METAMORFICAS	ROCAS IGNEAS Y METAMORFICAS	
	SUELO RESIDUAL						HORIZONTE 1A		
	II SUELO	SUELO RESIDUAL MADURO	ZONA SUPERIOR	I SUELO RESIDUAL	IV-b COMPLETAMENTE METEORIZADA	II SUELO RESIDUAL	HORIZONTE 1B	SUELO RESIDUAL	
	III COMPLETAMENTE METEORIZADO	SUELO RESIDUAL JOVEN	ZONA INTERMEDIA		IV-c	III COMPLETAMENTE METEORIZADO	HORIZONTE 1C (SAPROLITO)		
	IV ALTAMENTE METEORIZADO	CAPAS DE ROCAS DESINTEGRADAS	ZONA PARCIALMENTE METEORIZADA	II ALTAMENTE METEORIZADO	PARCIALMENTE METEORIZADA	II	IV ALTAMENTE METEORIZADO	I A TRANSICION SAPROLITO-ROCA METEORIZADA	?
	III MODERADAMENTE METEORIZADO (ROCA 150-90%)			III ROCA METEORIZADA		II MODERADAMENTE METEORIZADO	II B ROCA PARCIALMENTE METEORIZADA		?
	II LIGERAMENTE METEORIZADO			IV ROCA		I DEBILMENTE METEORIZADA	I B ROCA PARCIALMENTE METEORIZADA		
I ROCA SANA	ROCA BASE	ROCA NO METEORIZADA		ROCA NO METEORIZADA	ROCA NO METEORIZADA	IA ROCA SANA	ROCA SANA	ROCA	

COMPACTACION ENTRE DIVERSOS SISTEMAS DE CLASIFICACION DE PERFILES DE METEORIZACION.

## CAPITULO 3

### INTRODUCCION A LA MECANICA DEL SUELO

#### 3.1. ORIGEN DE LOS SUELOS

Como es sabido, la alteración o desintegración de las rocas bajo los agentes climáticos (calor, humedad, helada, etc.) químicos (ácidos húmicos, sales, etc.) o mecánicos (erosión, gelifracción, etc.), da lugar a fragmentos y partículas sueltas que se conocen como *suelos residuales*. Las acciones físicas producen una disgregación mecánica que da lugar a gravas y arenas, mientras que los agentes químicos descomponen y transforman las partículas más pequeñas dando lugar a suelos finos de naturaleza distinta a la de la roca original. Los suelos así formados son transportados por la gravedad, la lluvia, las corrientes de agua, el viento o los glaciares sufriendo cierta abrasión o degradación y volviendo a depositarse (sedimentos aluviales) en el fondo de los ríos, lagos, estuarios, costas o mares o formando dunas o *depósitos eólicos*. Cuando el transporte es corto y los suelos se depositan cerca de la formación original, generalmente en las laderas de las montañas, se dice que forman un depósito *coluvial*.

En los desiertos no actúa la acción química por falta de humedad y ello explica que los suelos sean arenosos. Por el contrario, en las regiones tropicales los agentes formadores de suelos se dan con gran intensidad, y por ello abundan los suelos arcillosos con grandes potencias. En las zonas de gran escorrentía los suelos finos son arrastrados por el agua, quedando in situ la fracción arenosa.

Una vez depositados los suelos pueden sufrir fenómenos diversos, como:

- Presiones, con lo que mejora la resistencia, disminuyendo la permeabilidad y compresibilidad.
- Variaciones del nivel freático.
- Cambios en el entorno, como puede ser la naturaleza del agua intersticial, la temperatura, el nivel de tensiones, etc.
- Acciones sísmicas o tectónicas, etc.

#### 3.2. IDENTIFICACION DE LOS SUELOS

Con experiencia la identificación de los suelos puede hacerse a partir de algunos caracteres típicos pero resulta más exacto y apropiado determinar mediante pruebas o ensayos determinadas propiedades básicas que, por su uso generalizado, permiten unificar las descripciones y clasificaciones y eliminar ambigüedades de terminología.

##### a.- *Tamaño*

El tamaño de las partículas de un suelo se determina mediante el análisis granulométrico por tamizado (hasta tamaños de 0,074 mm) y, para fracciones más pequeñas, mediante el análisis por sedimentación basado en la *ley de Stokes* que proporciona la velocidad de caída de partículas esféricas en líquidos de viscosidad conocida.

A efectos de clasificación puede utilizarse la serie de la tabla 3.1.

Bloques	> 30 cm
Bolos	15 a 30 cm
Grava	4,76 mm a 15 cm
Arena	0,076 mm a 4,76 mm
Limo	0,002 a 0,074 mm
Arcilla	< 0,002 mm

Tabla 3.1 - Clasificación de las partículas según su tamaño.

Aunque la graduación es continua existen diferencias cualitativas entre los limos que podrían considerarse arenas muy finas pero inertes, y las arcilla que son partículas con carga eléctrica y propiedades fisicoquímicas derivadas de su estructura mineralógica.

##### b.- *Mineralogía*

Las partículas de suelo pueden ser inorgánicas u orgánicas, si bien estas últimas son menos frecuentes



y se engloban, sin mayor análisis, en el grupo de "suelos orgánicos" cuando son mayoritarios, o en el de componentes secundarios en caso contrario.

Las partículas inorgánicas de tamaño limo o superior suelen ser trozos de minerales presentes en las rocas originales.

Sin embargo, las arcillas se forman por destrucción química de los granos de las rocas: los feldespatos se transforman en sericita y después en illita; si el drenaje es bueno se forma la caolinita; en medio alcalino con mal drenaje se forman las esmectitas.

Las micas dan lugar a vermiculitas, cloritas e illitas.

Los minerales que componen las arcillas son silicatos de aluminio hidratados con formas cristalinas de estructura relativamente complicada. Esta estructura, sin embargo, está formada por combinación de dos unidades elementales (Fig. 3.1).

- el tetraedro de sílice ( $\text{SiO}_2$ )
- el octaedro de aluminio ( $\text{Al}(\text{OH})_3$ )

Las estructuras resultantes pueden ser de tipo laminar, de una o varias capas o retículos tridimensionales. En la Fig. 3.2. se muestran las características de algunas de las arcillas más comunes.

Transportados por el agua los minerales arcillosos acaban por depositarse constituyendo las rocas sedimentarias. La naturaleza del mineral dominante está relacionada con la petrografía y el clima de la región de donde procede.

Los minerales arcillosos pueden sufrir transformaciones durante la alteración, la sedimentación, la diagénesis y el metamorfismo. Por ejemplo la llegada al agua de mar de suspensiones fluviales, hace evolucionar las arcillas hacia la illita; es el caso de las arcillas del Keuper y de los Flysch. Análogamente las micas pasan a illita y éstas a esmectita.

En las condiciones de sedimentación asociadas a medios básicos lacustres o medios marinos carbonatados, se desarrollan de preferencia arcillas fibrosas de propiedades próximas a las esmectitas.

Lo que hace que con elementos tan simples se generen arcillas muy diversas (más de 500 especies) se debe a la presencia de defectos relacionados con las

sustituciones isomorfas. Se designan como tales al cambio de ciertos cationes de la red cristalina, por otros de menor valencia (el silicio y el aluminio por el aluminio y el magnesio).

Las numerosas variedades de arcillas corresponden a los diversos modos de distribución y abundancia de defectos. Una arcilla es tanto más activa cuanto más desorganizada está su estructura cristalina.<sup>4</sup> Los defectos que son déficits de carga debilitan las fuerzas de enlace entre los elementos estructurales, con lo cual éstos tienen tendencia a separarse, dando lugar a partículas más finas o permitiendo la entrada de agua en los espacios intramoleculares.

Las arcillas activas, como las esmectitas, se caracterizan debido a esto, por una elevada superficie específica ( $800 \text{ m}^2/\text{gr}$ ). Estas superficies están muy cargadas, lo cual hace que atraigan las moléculas polares de agua y fijen los cationes cuando se ponen en presencia de una solución iónica.

### c.- Plasticidad

En función del contenido de humedad, las arcillas presentan diversos estados de *consistencia* que van desde el líquido, con las partículas moviéndose independientemente en una masa acuosa, al plástico en que las capas de agua molecular de las partículas permanecen unidas por enlaces iónicos y, por último, al sólido en que se establecen enlaces entre las redes moleculares de las propias partículas.

La transición de un estado a otro es muy progresiva, y por tanto difícil de determinar. Sin embargo, se utilizan corrientemente los límites definidos en 1911 por Atterberg:

$W_L$  = límite líquido que separa el estado líquido del plástico.

$W_P$  = Límite plástico que separa el estado plástico del estado sólido.

Estos límites se determinan sobre la fracción de suelo que pasa por el tamiz de 0,40 mm.

Para determinar el *límite líquido* se extiende sobre una cuchara especial, una capa de arcilla en la que se ejecuta una ranura por medio de un acanalador que tiene forma de V. Damos a la cuchara unos golpes de igual intensidad, contando el número necesario para cerrar la ranura en una longitud de 1 cm, midiendo entonces el contenido del agua de la pasta.

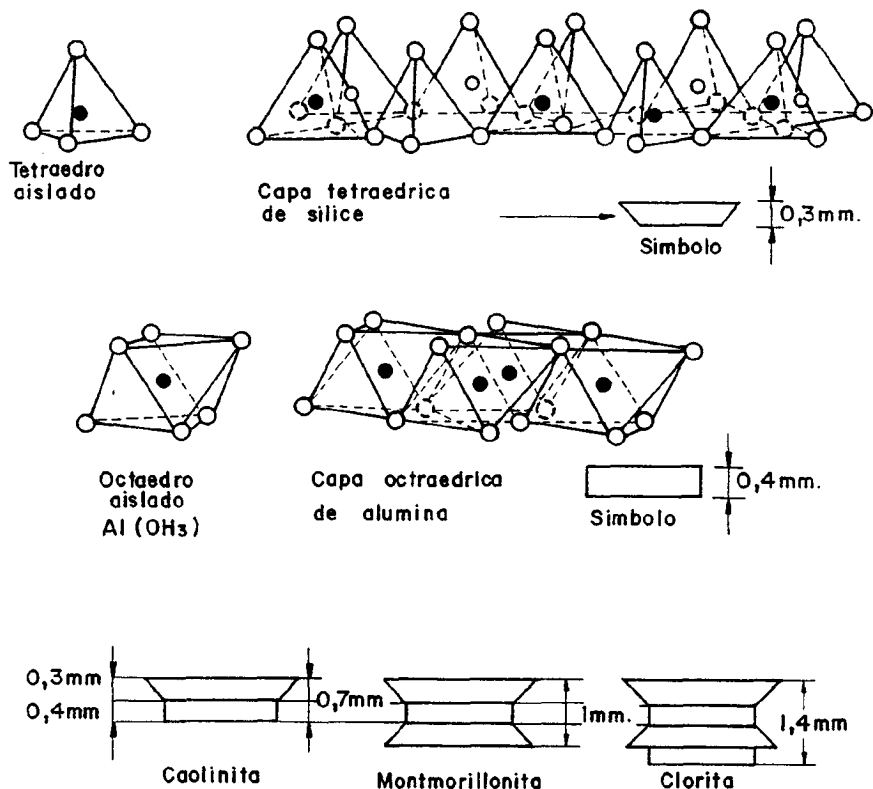


Fig. 3.1.- Estructura y esquematización de algunas arcillas típicas

Mineral	Representación simbólica	Substitución isomorfa (tipo y porcentaje)	Enlace entre capas (tipo y resistencia)	Superficie específica (m <sup>2</sup> /gr)	$\frac{1}{\text{Densidad de carga}}$ (Å/ion)	Capacidad de cambio real (me/100 gr)	Forma de las partículas	Tamaño de las partículas
Caolinita		Al por Si 1 de 400	Enlace de H + valencia secundaria	10-20	83	3	Aplanada	$d=0,3$ a $3\mu$ espesor $e = 1/3$ a $1/10d$
Haloisita (4H <sub>2</sub> O)		Al por Si 1 de 100	Valencia secundaria	40	55	12	Cilíndrica hueca	$D.E. = 0,07 \mu$ $D.I. = 0,04 \mu$ $L = 0,5 \mu$
Ilita		Al por Si 1 de 7 Mg, Fe por Al Fe, Al por Mg	Valencia secundaria + enlace de K	80-100	67	25	Aplanada	$d=0,1$ a $2 \mu$ $e = 1/10d$
Montmorillonita		Mg por Al, 1 de 6	Valencia secundaria + enlace del ion de cambio	800	133	100	Aplanada	$d=0,1$ a $1 \mu$ $e = 1/100d$
Clorita		Al por Si, Fe, Al por Mg	Valencia secundaria + enlace de brucita	5-50	700	20	Aplanada	

Fig. 3.2.- Características de algunas arcillas

Por definición, el límite líquido  $W_L$  es la humedad (expresada en %) para la cual se necesitan 25 golpes en el ensayo antes descrito.

Para determinar el *límite plástico*, se toma una muestra de suelo, dándole con la mano sobre una placa la forma de pequeños cilindros que van adelgazándose progresivamente hasta unos 3 mm de diámetro a medida que se efectúa la operación. El límite plástico  $W_p$  es la humedad (expresada en %) del cilindro que se rompe, sin agrietarse, en pequeños trozos de 1 a 2 cm de longitud cuando su diámetro llega a tante 3 mm.

El índice de plasticidad  $I_p$  es la diferencia entre el límite líquido y el límite plástico. Expresa el campo de variación en que un suelo se comporta como plástico. Viene definido por la relación:

$$I_p = W_L - W_p$$

El *límite de retracción*  $W_s$  marca la transición de un estado de consistencia poco plástico o semisólido al sólido y se determina por desecación progresiva, hasta volumen constante, de una muestra húmeda. El límite de retracción se define como el porcentaje de humedad con el que se satura la muestra cuyo volumen ya no se reduce más por desecación.

d.- Fases del suelo

Un suelo está constituido por partículas sólidas rodeadas de agua, aire o ambos fluidos. Para manejar este sistema trifásico se introducen una serie de magnitudes que se definen a continuación

- $\gamma'$  el peso específico aparente
- $\gamma_d$  el peso específico del suelo seco
- $\gamma_w$  el peso específico del agua
- $\gamma_s$  el peso específico de las partículas sólidas
- $\gamma_{sum}$  el peso específico del suelo sumergido

Porosidad  $n = \frac{\text{Volumen de huecos}}{\text{Volumen total}}$

Índice de poros  $e = \frac{\text{Volumen de huecos}}{\text{Volumen de sólidos}}$

Haciendo  $V_t = 1$  ó  $V_s = 1$  resulta el esquema de la Fig. 3.3 de donde se deduce

$$e = \frac{n}{1-n} \quad \text{y} \quad n = \frac{e}{1+e}$$

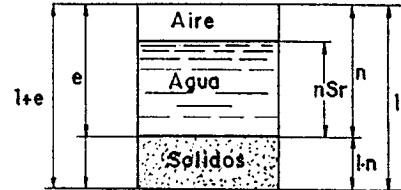


Fig. 3.3.

El grado de saturación  $S_r$  se define como la relación entre el volumen ocupado por el agua y el volumen de huecos del suelo. Para  $S_r = 0$  el suelo está seco y para  $S_r = 1$  está saturado.

Humedad natural  $w$  es la relación entre el peso de agua que contiene el suelo y el peso de las partículas sólidas. Es fácil demostrar la relación

$$S_r = \frac{w \gamma_s}{e \gamma_w}$$

Otras relaciones útiles son:

- Para suelos saturados

$$\gamma_d = \gamma_s(1-n) \quad \gamma' = \gamma_d + n \gamma_w$$

$$\gamma_d = \frac{\gamma_s}{1+e} \quad \gamma' = \gamma_d (1+w)$$

$$\gamma_{sum} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{\gamma_s}$$

- Para suelos no saturados

$$\gamma' = \gamma_s (1-n) + Sr n \gamma_w$$

$$\gamma' = \gamma_s \frac{1+w}{1+e}$$

#### e.- Actividad

Cabe esperar que la cantidad de agua absorbida por un suelo y por tanto la que condicionará los cambios de volumen, dependerá de la cantidad de arcilla presente en el mismo. En 1953 Skempton definió la llamada *actividad*

$$\text{Actividad de una arcilla} = \frac{\text{Indice de plasticidad}}{\% \text{ en peso menor de } 2\mu}$$

En general se admite que valores de la actividad superiores a  $A = 1$  denotan arcillas susceptibles de cambios de volumen.

### 3.3. CLASIFICACION DE LOS SUELOS

La clasificación más utilizada es la preparada por el Bureau of Reclamation y el U.S. Corps of Engineers sobre una propuesta original de A. Casagrande.

Los suelos se dividen en esta clasificación, en tres grandes grupos: suelos de grano grueso, suelos de grano fino y suelos de estructura orgánica.

Se denominan suelos de grano grueso, aquellos que tienen menos de un 50 por 100 que pasa por el tamiz número 200 (0,74 mm).

Suelos de grano fino, los que más del 50 por 100 pasa por el tamiz número 200.

Suelos de estructura orgánica, aquellos que están casi exclusivamente constituidos por materia orgánica.

Suelos de grano fino: Comprenden, principal-

mente, los limos y arcillas orgánicas e inorgánicas.

La subdivisión entre limos y arcillas se hace con ayuda del gráfico de A. Casagrande (Fig. 3.4.). En él se lleva en abscisas el límite líquido, y en ordenadas el índice de plasticidad. Cada suelo quedará representado por un punto.

El gráfico está dividido por una recta vertical, correspondiente a un límite líquido de 50, y por una recta inclinada definida por la ecuación:

$$I_p = 0,73 (W_L - 20);$$

salvo en la parte inferior, donde la línea A se convierte en una banda horizontal que se extiende entre los índices de plasticidad 4-7.

La línea A es un límite establecido empíricamente, que separa las arcillas inorgánicas (CL y CH) (C inicial de "Clay", arcilla en inglés), que generalmente quedan en su parte superior, de los suelos con materia orgánica coloidal (OL y OH), los limos inorgánicos (ML y MH) (M viene de la palabra sueca "Moo") y algunos otros suelos incluidos en estas denominaciones, que generalmente quedan por debajo de la línea "A".

La letra H (inicial de "High", alto en inglés) se emplea cuando el límite líquido es mayor de 50, y la letra L (del inglés "Low", bajo) cuando es menor de 50.

En la zona rayada con  $I_p$  entre 4 y 7 se superponen los suelos arcillosos y limosos, por lo que se emplea la doble nomenclatura CL-ML.

Se ha observado que los suelos del mismo origen están situados en una franja relativamente estrecha y aproximadamente paralela a la línea A.

En los suelos de grano grueso (G,S) la letra W indica "bien graduado" y la letra P "mal graduado". La graduación se controla con los índices

$$\text{Uniformidad} \frac{D_{60}}{D_{10}}$$

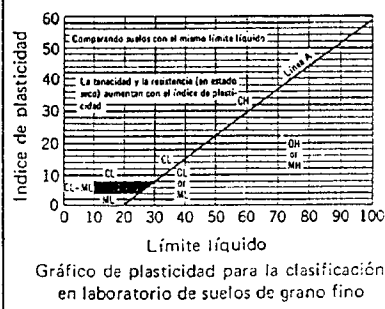
$$\text{Curvatura} \frac{(D_{30})^2}{D_{60} \times D_{10}}$$

siendo  $D_n$  el diámetro o tamaño correspondiente al n% de la curva granulométrica.

Sistema Unificado de Clasificación de Suelos

Identificación en el campo (evaluando las partículas mayores de 7.62m (3") y basando las fracciones en pesos estandarizados)			Símbolo del grupo <sup>a</sup>	Nombres típicos	Información necesaria para la descripción de los suelos	Críterios de clasificación en el laboratorio															
<p>Gravas (más de 7.62m (3") de diámetro)</p> <p>Gravas con finos (con pocos finos)</p> <p>Gravas con finos (con muchos finos)</p> <p>Gravas con finos (con muchos finos) (para identificación ver el grupo ML más abajo)</p> <p>Gravas con finos (con muchos finos) (para identificación ver el grupo CL más abajo)</p>	<p>Gravas bien graduadas, mezclas de grava y arena con pocos finos o sin ellos</p> <p>Gravas mal graduadas, mezclas de arena y grava con pocos finos o sin ellos</p> <p>Gravas limosas, mezclas mal graduadas de grava, arena y limo</p> <p>Gravas arcillosas, mezclas mal graduadas de grava, arena y arcilla</p>	<p>Gravas bien graduadas, arenas con grava, con pocos finos o sin ellos</p> <p>Arenas mal graduadas, arenas con grava, con pocos finos o sin ellos</p> <p>Arenas limosas, mezclas de arena y limo mal graduadas</p> <p>Arenas arcillosas, mezclas mal graduadas de arenas y arcillas</p>	<p>Gravas bien graduadas, mezclas de grava y arena con pocos finos o sin ellos</p> <p>Gravas mal graduadas, mezclas de arena y grava con pocos finos o sin ellos</p> <p>Arenas limosas, mezclas de arena y limo mal graduadas</p> <p>Arenas arcillosas, mezclas mal graduadas de arenas y arcillas</p>	<p>Para los suelos mal graduados apropiare información sobre estratificación, compactación, de impenetración, condiciones de humedad y características de drenaje</p> <p>Ejemplo Arenas limosas, con grava, aproximadamente un 20% de partículas de grava angulosas de 1.5 cm de tamaño máximo, arena gruesa a fina, con partículas redondeadas o subangulosas, con baja resistencia en estado seco compacta y húmeda de seco, arena silvial. (SM)</p>	<p> <math display="block">C_U = \frac{D_{60}}{D_{10}}</math> <math display="block">C_U = \frac{D_{60}}{D_{10} \times D_{40}}</math> </p> <p>Mayor de 4 Entre 1 y 3</p> <p>No satisfacen todos los requisitos granulométricos de las GW</p> <p>                     Límites de Atterberg por debajo de la línea "A" o <math>I_p</math> menor de 4                      Límites de Atterberg por encima de la línea "A" con <math>I_p</math> mayor de 4                 </p> <p> <math display="block">C_U = \frac{D_{60}}{D_{10}}</math> <math display="block">C_U = \frac{D_{60}}{D_{10} \times D_{40}}</math> </p> <p>Mayor de 6 Entre 1 y 3</p> <p>No satisfacen todos los requisitos granulométricos de las SW</p> <p>                     Límites de Atterberg por debajo de la línea "A" o <math>I_p</math> menor de 5                      Límites de Atterberg por debajo de la línea "A", con <math>I_p</math> mayor de 7                 </p> <p>Por encima de la línea "A", con <math>I_p</math> entre 4 y 7; en estos límites, por ejemplo, el uso de símbolos dobles</p>																
						Métodos de identificación para la fracción que pasa por el tamiz No. 40.															
						<p>Resistencia en estado seco (a la dispersión)</p> <p>Nula a rígida</p> <p>Medio a alta</p> <p>Ligero a medio</p>	<p>Dilatancia (reacción a la rigidez)</p> <p>Rápida a lenta</p> <p>Nula a muy lenta</p> <p>Lento</p>	<p>Tenacidad (consistencia cerca del límite plástico)</p> <p>Nula</p> <p>Medio</p> <p>Ligero</p>	<p>ML</p> <p>CL</p> <p>OL</p>	<p>Limos inorgánicos y arenas muy finas, polvo de roca, arenas finas limosas o arcillosas con baja plasticidad</p> <p>Arcillas inorgánicas de plasticidad baja a media, arcillas con grava, arcillas arenosas, arcillas limosas, arcillas magras</p> <p>Limos orgánicos y arcillas limosas orgánicas de baja plasticidad</p>	<p>Para los suelos mal graduados apropiare información sobre la estructura, estratificación, consistencia, tenacidad en estado alterado como recordado, condiciones de humedad y drenaje</p> <p>Ejemplo: Limo arcilloso, marrón, ligeramente plástico, porcentaje reducido de arena (2%), numerosos agujeros verticales de raíces, firme y seco de seco. (ML)</p>										
												<p>Ligero a medio</p> <p>Alto a muy alto</p> <p>Medio a alto</p>	<p>Lento a nulo</p> <p>Nulo</p> <p>Nulo a muy lento</p>	<p>Ligero a medio</p> <p>Alto</p> <p>Ligero a medio</p>	<p>MH</p> <p>CH</p> <p>OH</p>	<p>Limos inorgánicos, suelos limosos o arenosos finos macizos o con diaclasas, limos elásticos</p> <p>Arcillas inorgánicas de plasticidad elevada, arcillas grasas</p> <p>Arcillas orgánicas de plasticidad medio a alta</p>					
																	<p>Ligero a medio</p> <p>Alto a muy alto</p>	<p>Lento a nulo</p> <p>Nulo a muy lento</p>	<p>Ligero a medio</p> <p>Ligero a medio</p>	<p>MH</p> <p>OH</p>	<p>Limos inorgánicos, suelos limosos o arenosos finos macizos o con diaclasas, limos elásticos</p> <p>Arcillas inorgánicas de plasticidad medio a alta</p>
Suelos altamente orgánicos			<p>FC</p>	<p>Turba y otros suelos altamente orgánicos</p>	<p>Fácilmente identificables por su color, olor, sensación esponjosa y frecuentemente por su reacción álcalina</p>																

Fig. 3.4



Cuando las gravas y arenas tienen más del 12% de finos (pasando por el tamiz nº 200) se les aplica el adjetivo M ó C según éstos sean de naturaleza limosa o arcillosa, resultando así GM, SC, etc. Cuando el contenido de finos está comprendido entre el 5 y el 12% se emplea un doble símbolo, por ejemplo GW-GM.

### 3.4. DEFORMABILIDAD DE LOS SUELOS

Al variar las tensiones que actúan entre las partículas de suelo por procesos de carga o descarga se producen deformaciones que interesa evaluar, por cuanto pueden no ser admisibles para las estructuras a construir.

La deformación de un suelo se compone de los acoplamientos elásticos de los contactos entre partículas (generalmente de pequeña magnitud) y de una reducción del volumen de huecos, pasando a un estado más compacto.

Esta reducción de huecos obliga a una disminución de volumen del fluido que llena los poros, escapando el volumen sobrante hacia otras zonas (*drenaje*). Si los poros del suelo son grandes, como es el caso de las arenas o gravas, el drenaje se hace con gran facilidad y la deformación es casi instantánea, pero en suelos finos como las arcillas el drenaje es muy dificultoso y las deformaciones del suelo se producen a lo largo de un lento proceso que se denomina *consolidación*.

En las formaciones sedimentarias naturales este proceso fue simultáneo con la deposición de sucesivas capas de sedimentos y salvo en algunos casos especiales (suelos subconsolidados) ha existido tiempo suficiente para completar el proceso de consolidación bajo el peso de sedimentos acumulados (suelos *normalmente consolidados*).

En muchos casos, sin embargo, los procesos geodinámicos han eliminado parte de los sedimentos originales, encontrándose en el terreno suelos cuya compacidad es superior a la que podría esperarse por la sobrecarga de tierras actual. Son los denominados suelos *sobreconsolidados* o *preconsolidados*. Estos suelos "recuerdan" las cargas geológicas anteriores y no sufren deformaciones apreciables hasta que no se superan las situaciones de carga anteriores.

Algunos suelos arcillosos muestran un comportamiento análogo cuando han sufrido fuertes desecaciones en condiciones climáticas áridas que les

obligaron a retraer y sufrir importantes reducciones de volumen.

#### 3.4.1 Determinación de la deformabilidad

Si se considera el comportamiento tensión-deformación de un suelo (Fig. 3.5) se aprecia que éste es aproximadamente lineal hasta un cierto nivel de tensiones en el que se producen movimientos importantes entre partículas que se van concentrando en determinadas superficies por las que acaba desarrollándose la rotura.

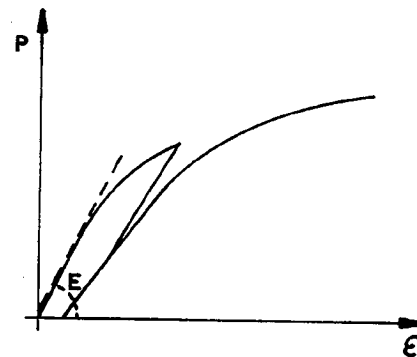


Fig. 3.5.

En la fase de proporcionalidad entre tensiones y deformaciones podría hablarse de un comportamiento "elástico" y por ello se ha intentado asimilar los suelos a los sólidos elásticos cuyo comportamiento queda caracterizado por dos parámetros:

- el módulo de elasticidad,  $E$
- el coeficiente de Poisson,  $\nu$

Esto tiene la ventaja de poder utilizar las numerosas soluciones obtenidas para cargas sobre espacios elásticos.

Se han utilizado también modelos elásticos más sofisticados de tipo anisotrópico, no lineales, etc. pero su mayor aproximación no compensa su notable complejidad.

El parámetro  $\nu$ , puede estimarse con precisión suficiente para la práctica habitual. En la Tabla 3.2. se dan valores usuales

Arcillas duras preconsolidadas	0,15
Arcillas medias	0,30
Arcillas blandas normalmente cons.	0,40
Arenas y suelos granulares	0,30
Arcillas blandas en carga rápida	0,50

**Tabla 3.2.-** Valores usuales del coeficiente de Poisson

Para la determinación del módulo de elasticidad o deformabilidad E pueden seguirse varios métodos:

- a) Estimaciones o correlaciones empíricas
- b) Pruebas de carga
- c) Determinaciones indirectas a partir del edómetro o el triaxial

Sin entrar en el detalle de estos métodos, en la Tabla 3.3, se indican valores usuales que pueden servir de orientación en muchos casos prácticos.

Suelo	E (Kp/cm <sup>2</sup> )
Grava floja	800
Grava compacta	2200
Grava arenosa	1500 - 3500
Grava arenosa con finos	900 - 1500
Arena suelta angulosa	350 - 700
Arena suelta redondeada	200 - 500
Arena media angulosa	600 - 1000
Arena media redondeada	400 - 800
Arena compacta angulosa	900 - 1800
Arena compacta redondeada	600 - 1200
Arcilla dura	200 - 400
Arcilla semidura	80 - 200
Arcilla moldeable blanda	20 - 50
Arcilla arenolimososa media	80 - 250
Arcilla arenolimososa blanda	40 - 80
Limo saturado	30 - 100
Fango orgánico	5 - 30
Turba	4 - 10

**Tabla 3.3.-** Valores característicos del módulo E

Las soluciones del método elástico se encuentran en numerosos textos (J. Salas, Poulos y Davis, etc.). En las figs. 3.6 y 3.7 incluimos algunos de los casos más frecuentes, correspondientes a cargas flexibles. Para cargas rígidas existen otras soluciones, como:

- Asiento de una carga uniforme P sobre superficie circular de radio a

$$s = \frac{\pi}{2} (1-\nu^2) \frac{P \cdot a}{E}$$

- Asiento de una carga rectangular de dimensiones BxL y valor total P

$$s = \frac{P (1-\nu^2)}{\beta_z \sqrt{BL} E}$$

siendo  $\beta_z$  un coeficiente de valor 1,1 para L/B = 1 y 1,4 para L/B = 10.

- Asiento de una carga rectangular sobre una capa de espesor limitado h. Ver la fig. 3.8.

En los suelos granulares, de alta permeabilidad, los asientos se producen en muy corto espacio de tiempo, tras la aplicación de las cargas. En las arcillas, sin embargo, la transferencia de cargas del agua intersticial al esqueleto mineral es muy lenta, produciéndose el proceso denominado *consolidación*.

Para conocer el asiento producido en un cierto tiempo se utiliza generalmente la teoría unidimensional de Terzaghi, la cual supone que las deformaciones son pequeñas, el suelo está saturado y el flujo es laminar y sensiblemente vertical. Estas hipótesis limitan la aplicación de la teoría cuando existen deformaciones laterales, como es el caso de una zapata sobre un estrato grueso de arcilla, o cuando las cargas son flexibles y los asientos no son uniformes.

El método de cálculo se basa en los resultados del *ensayo edométrico* y comprende los siguientes pasos (Fig. 3.9):

1. Toma de muestras representativas de cada estrato (al menos 1 cada 3 m).

Fig. 3.6.- Asientos de una carga rectangular flexible un semiespacio elástico

Forma de la carga m = b/a	Valores de K <sub>0</sub>			
	Esquina	Centro	V.medio	Carga rígida
Cuadrada m = 1		1.12	0.95	0.88
Rectangular: m = 1,5		1.36	1.15	1.08
m = 2		1.53	1.30	1.22
m = 3		1.78	1.53	1.44
m = 4		1.96	1.70	1.61
m = 5		2.10	1.83	1.72
m = 6		2.23	1.96	
m = 7		2.33	2.04	
m = 8		2.42	2.12	
m = 9		2.49	2.19	
m = 10		2.53	2.25	2.12
m = 20		2.95	2.64	
m = 30		3.23	2.88	
m = 40		3.42	3.07	
m = 50		3.54	3.22	
m = 100		4.00	3.69	
Circular: Diámetro = 2a	0,64	1.00	0.84	0,79 (=π/4)

$$p = \frac{2a}{E} (1-\nu^2) K_0$$

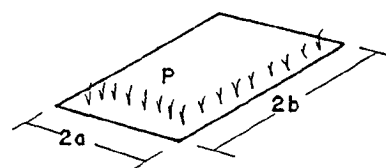


Fig. 3.8.- Asientos de una carga rectangular rígida sobre un capa elástica de espesor h.

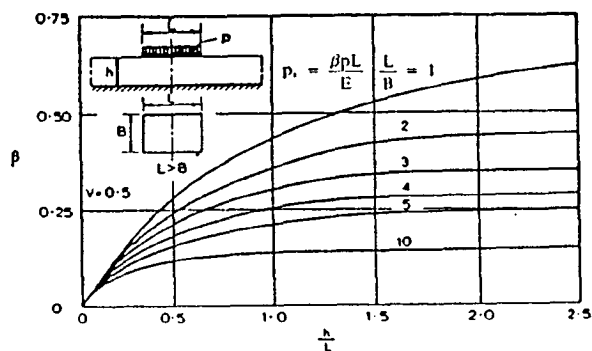
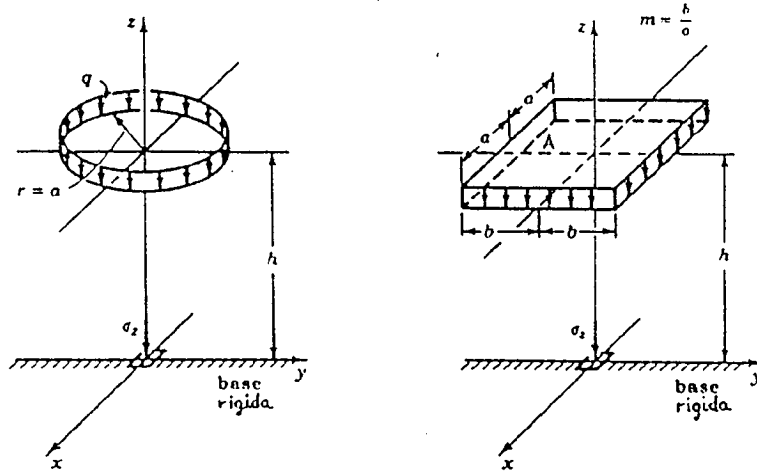




Fig. 3.7.- Asientos de una carga rectangular o circular flexible sobre una capa elástica de espesor limitado



$$s = \frac{2aq(1-\nu^2)}{E} K$$

$K = K_0$  en el centro

$K = \frac{1}{2} K_0$  en A o en el borde de la carga circular

Valores  $K_0$

h/a	Circulo de radio = a		Rectangular								Faja infinita m = ∞					
			m = 1		m = 1,5		m = 2		m = 3				m = 5		m = 10	
	r=0	u=0	r=0	u=0	r=0	u=0	r=0	u=0	r=0	u=0	r=0	u=0	r=0	u=0	r=0	u=0
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,2	0,10	0,08	0,10	0,08	0,10	0,08	0,10	0,08	0,10	0,08	0,10	0,08	0,10	0,08	0,10	0,08
0,5	0,26	0,22	0,26	0,21	0,25	0,21	0,25	0,21	0,25	0,21	0,25	0,21	0,25	0,21	0,25	0,21
1	0,50	0,45	0,51	0,44	0,51	0,44	0,51	0,43	0,51	0,43	0,51	0,43	0,51	0,43	0,51	0,43
2	0,72	0,68	0,77	0,72	0,85	0,77	0,87	0,78	0,88	0,78	0,88	0,78	0,88	0,78	0,88	0,78
3	0,81	0,78	0,88	0,84	1,00	0,94	1,07	0,99	1,12	1,02	1,13	1,02	1,13	1,02	1,13	1,02
5	0,89	0,87	0,98	0,95	1,14	1,10	1,24	1,19	1,36	1,29	1,44	1,34	1,45	1,34	1,45	1,34
7	0,92	0,90	1,02	1,00	1,20	1,17	1,32	1,29	1,47	1,42	1,60	1,52	1,64	1,54	1,65	1,54
10	0,94	0,93	1,05	1,04	1,25	1,23	1,39	1,36	1,56	1,53	1,75	1,69	1,87	1,77	1,88	1,77
∞	1,00	1,00	1,12	1,12	1,36	1,36	1,52	1,52	1,78	1,78	2,10	2,10	2,53	2,53	∞	∞

r = 0 → contacto liso con la base rígida

u = 0 → contacto rugoso con la base rígida

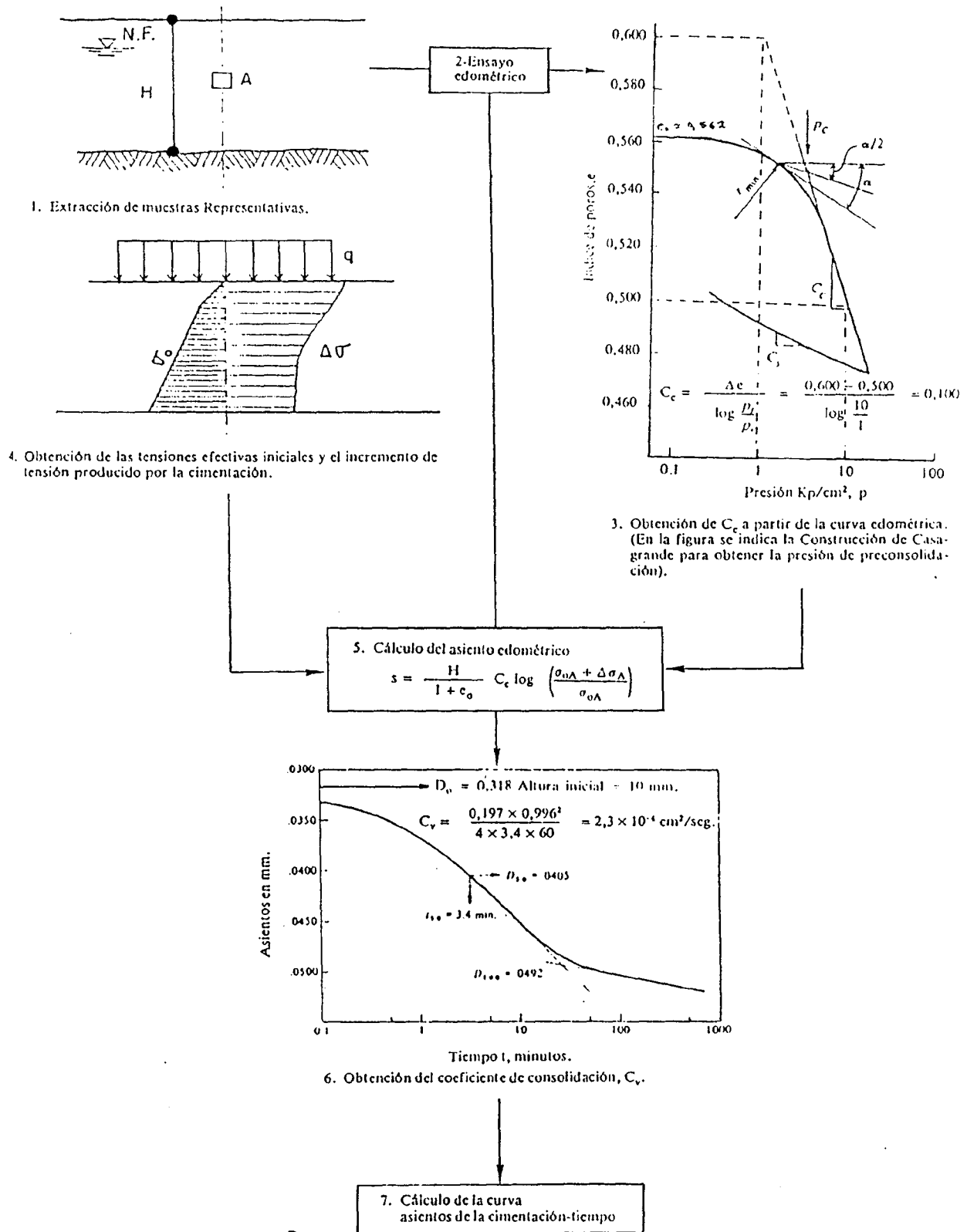


Fig. 3.9.- Esquema del método edométrico para el cálculo de asientos

2. Realización de ensayos edométricos. Determinación del índice de compresión  $C_c$  y el índice de poros inicial  $e_o$ .
3. Cálculo de las tensiones efectivas iniciales verticales existentes en cada punto  $\sigma_{io}$  y de los incrementos de tensión debidos a la carga a aplicar  $\Delta\sigma_i$ . Para estos cálculos se utilizan soluciones elásticas.
4. Obtención del asiento de cada capa por la fórmula:

$$s_i = \frac{h_i}{1 + e_o^i} C_c^i \log_{10} \frac{\sigma_{io} + \Delta \sigma_i}{\sigma_{io}}$$

5. Obtención del asiento total por suma de los anteriores

$$s = \sum s_i$$

A pesar de los defectos antes señalados, la teoría unidimensional tiene la ventaja de proporcionar unos resultados de fácil aplicación respecto al tiempo necesario para que se produzcan los asientos, un dato que muchas veces tiene gran influencia sobre el proceso constructivo.

Limitándonos al caso de terreno homogéneo, el tiempo de asentamiento viene dado por:

$$t = \frac{T \cdot Hd^2}{C_v}$$

siendo T = Factor de tiempo adimensional, calculado por la teoría en función del grado de consolidación U, o porcentaje del asiento a que se desee considerar. Sus valores se dan en la Tabla 3.4 para el caso de carga más frecuente.

Hd = Espesor de terreno que drena hacia las superficies permeables existentes (cara superior o inferior del estrato arcilloso, o ambas). No tiene por qué coincidir con la altura total del estrato  $H = \sigma h_i$ .

$C_v$  = Coeficiente de consolidación deducido de la curva asientos-tiempo del ensayo

edométrico para el escalón de carga correspondiente. Un ejemplo se da en la Fig. 3.9.

T	U (%)
0,004	7,14
0,008	10,09
0,012	12,36
0,020	15,96
0,028	18,88
0,036	21,40
0,048	24,72
0,060	27,64
0,072	30,28
0,083	32,51
0,100	35,68
0,125	39,89
0,150	43,70
0,175	47,18
0,200	50,41
0,250	56,22
0,300	61,32
0,350	65,82
0,400	69,79
0,500	76,40
0,600	81,56
0,700	85,59
0,800	88,74
0,900	91,20
1,000	93,13
1,500	98,00
2,000	99,42

Tabla 3.4.- Valores del grado de consolidación U para distintos valores del factor de tiempo T (Drenaje por ambas caras del estrato)

Con la expresión anterior y dando distintos valores a T (ó a  $U = s_i/s_w$ ) se puede obtener la curva asientos-tiempo de la cimentación o, inversamente, se puede conocer el porcentaje del asiento final que se habrá producido al cabo de un tiempo t.

### 3.5. RESISTENCIA AL CORTE DE LOS SUELOS

#### 3.5.1 Generalidades

En muchos problemas geotécnicos los esfuerzos tangenciales provocados por las carga de la estructura deben ser contrarrestados por la resistencia del terreno, siendo por tanto, necesaria su evaluación para conocer el coeficiente de seguridad respecto a la rotura.

En algunos suelos esta resistencia sólo posee una componente *friccional*, proporcional a la tensión normal, mientras que en otros existe una componente *cohesiva*, proporcional a la superficie de corte y debida a las fuerzas electroquímicas entre partículas.

Esto se puede expresar mediante la relación de Coulomb (1773) siguiente:

$$\tau = c' + \sigma' \operatorname{tg} \phi'$$

en donde las "primas" representan valores efectivos.

Esta expresión es una línea recta en un diagrama tensión tangencial-tensión normal (Fig. 3.10).

Si en este diagrama el estado tensional que actúa sobre el suelo supera, o es tangente a la recta, se puede decir, de una manera simplificada, que el material rompe o que ha plastificado.

Si se aplica una tensión tangencial a una muestra, ésta se deformará progresivamente hasta que se produzca la rotura, a una determinada tensión de pico.

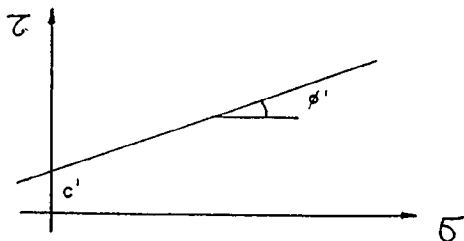


Fig. 3.10.- Relación límite entre las tensiones normales y tangenciales según Mohr-Coulomb

En algunos materiales a medida que la deformación continúa, la resistencia se reduce hasta que alcanza un valor mínimo constante que se denomina resistencia residual (Fig.3.11).

Por lo tanto, la resistencia residual, es un valor más bajo que la resistencia de pico, y se manifiesta una vez que la rotura se ha producido.

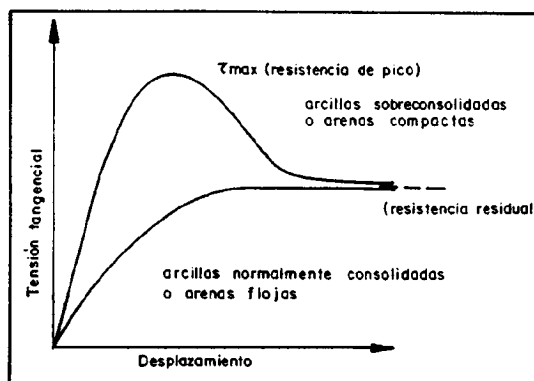


Fig. 3.11.- Curvas tensión tangencial-desplazamiento para diversos suelos

En arcillas normalmente consolidadas la resistencia al corte del material remoldeado, se suele considerar igual al valor de la resistencia residual. Adicionalmente cabe decir, tal como se aprecia en la Figura 3.11, que las arcillas normalmente consolidadas apenas presentan una resistencia de pico diferente de la denominada resistencia residual.

La envolvente de las resistencias residuales en condiciones de drenaje, es una recta que pasa por el origen, en un diagrama de Mohr-Coulomb ( $\tau, \sigma$ ), y no presenta valores para la cohesión, o son de una magnitud tan pequeña que a efectos prácticos es despreciable, a pesar de que sea un material cohesivo.

### 3.5.2 Medida de la resistencia al corte

Existen aparatos muy sencillos para medir en el campo, sobre testigos de sondeo o las paredes de una excavación la resistencia al corte de suelos cohesivos. Tal es el caso del penetrómetro de bolsillo o el molinete en miniatura ("Torvane"). En el interior de sondeos puede utilizarse un molinete con aspas de unos 10 cm de altura, que una vez hincadas en el terreno inalterado se hacen girar a una velocidad constante midiendo el máximo momento torsor aplicado, que corresponde a la resistencia de pico. Si se hacen girar las aspas varias veces, una vez roto el terreno, el par torsor aplicado es proporcional a la resistencia residual.

En el laboratorio existen numerosos aparatos aplicables a este mismo fin. Entre ellos, los más utilizados son el corte directo y el triaxial.

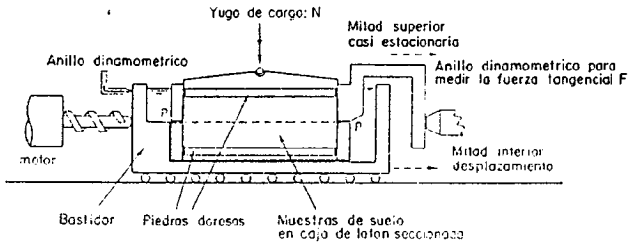


Fig. 3.12.- Esquema del aparato de corte directo

El *corte directo* (Fig. 3.12) consta de un bastidor cuadrado, generalmente de 4 x 4 cm<sup>2</sup>, cuya mitad superior se mueve respecto a la inferior empujada por un motor con una amplia gama de velocidades. La muestra se coloca en el bastidor entre dos piedras porosas y sobre la superior mediante una articulación, se aplica una tensión vertical mediante un yugo de carga. Mediante un anillo dinámico se mide la máxima resistencia ofrecida por la muestra al corte, según un plano horizontal (tensión tangencial) la cual se lleva en un diagrama en función de la tensión vertical fija aplicada a la muestra. Repitiendo el ensayo con varias muestras, generalmente 3, se obtiene una aproximación a la curva de resistencia intrínseca del suelo y por tanto a los parámetros  $c$  y  $\phi$ .

Debido al difícil control de las condiciones de drenaje, este aparato es útil para medir la resistencia de suelos que drenan bien, como son los granulares. También puede utilizarse para medir la resistencia al corte sin drenaje de suelos cohesivos y la resistencia residual de estos mismos suelos, sobre todo en aparatos que permiten grandes desplazamientos o inversión del sentido de la rotura.

Se han puesto a punto aparatos de grandes dimensiones (30 x 30 cm ó incluso superiores) los cuales permiten ensayar gravas y suelos granulares gruesos.

El aparato de *corte triaxial* (Fig. 3.13) consta de una célula de plástico transparente en cuyo interior se aloja la probeta cilíndrica de suelo. Las dimensiones de ésta son generalmente de 1,5", pero también existen aparatos de 6 y 9". El espacio entre la célula y la

probeta va ocupado por agua, conectado a un sistema de presión mediante el cual se aplica una presión radial a la probeta. Para que el agua no altere la muestra esta va protegida por una membrana de caucho transparente.

La presión vertical se aplica mediante un pistón a la cara superior de la muestra, mientras que en la cara inferior existe una piedra porosa conectada a un sistema de medida de la presión intersticial.

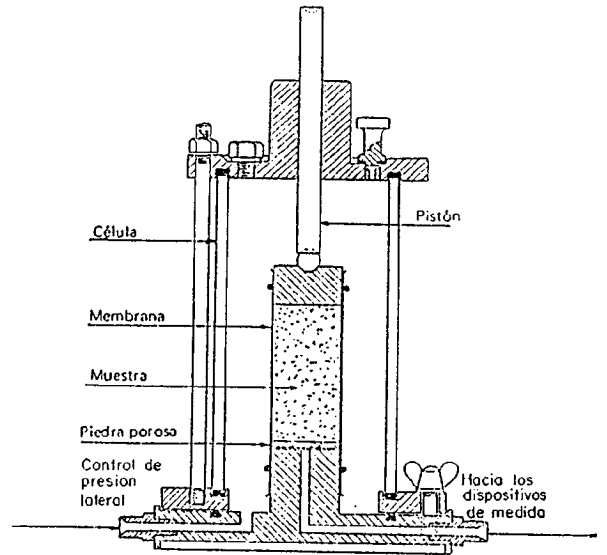


Fig. 3.13.- Esquema del aparato triaxial

Habitualmente se realizan en el triaxial tres tipos de ensayos distintos:

- ensayo sin consolidación ni drenaje (UU)
- ensayo con consolidación y drenaje (CD)
- ensayo con consolidación, rotura sin drenaje y medida de presiones intersticiales (CU).

El ensayo UU es el más adecuado para obtener la resistencia al corte sin drenaje o cohesión aparente del suelo  $c_u$ .

El ensayo CD proporciona buenos valores de los parámetros de resistencia al corte en tensiones

efectivas  $c'$ ,  $\phi'$ , si bien tiene el inconveniente de ser muy lento y costoso. El ensayo CU es un sustituto aceptable del anterior, aprovechando el principio de las tensiones efectivas.

### 3.5.3 Ley de las presiones efectivas

Para comprender la resistencia al corte de los suelos es necesario tener en cuenta las definiciones siguientes:

- *Presión total* ( $\sigma$ ) sobre un plano elemental es la fuerza total por unidad de superficie que actúa sobre dicho plano.
- *Presión efectiva* ( $\sigma'$ ) es la que determina la resistencia al esfuerzo cortante. Si se somete un suelo saturado, constituido por partículas sólidas y por agua, a un estado de tensiones, los esfuerzos que se aplican son absorbidos en diferente proporción por estos dos elementos. La proporción de la tensión tomada por el esqueleto sólido es lo que se denomina presión intergranular, que a efectos prácticos coincide con la presión efectiva.
- *Presión intersticial* ( $u$ ) es la parte de tensión absorbida por el agua. Como el agua no puede soportar esfuerzos cortantes siempre tendrá solamente la componente normal.

En síntesis simplificada, se puede afirmar que:

$$\sigma' = \sigma - u$$

y ésta es la expresión dada por TERZAGHI (1925), conocida como *ley de las presiones efectivas*.

### 3.5.4 Resistencia al corte sin drenaje y con drenaje (estabilidad a "corto" y a "largo plazo")

Al ejecutar una obra en el terreno se altera el equilibrio de tensiones efectivas e intersticiales, transcurrido un cierto tiempo hasta que se alcanza un nuevo estado de equilibrio.

Para el cálculo de la estabilidad a "corto plazo" (un período de tiempo lo suficientemente breve con relación a la permeabilidad del suelo, como para que las presiones intersticiales originadas no se hayan disipado) se han de utilizar valores de la resistencia del material deducidos de ensayos en los cuales no se haya permitido el drenaje. Normalmente se denomina resistencia al corte sin drenaje.

Según va pasando el tiempo, las condiciones van variando, dado que las presiones intersticiales creadas por el cambio de tensiones se van disipando y van tendiendo a alcanzar unas determinadas condiciones de equilibrio. Para el cálculo de la estabilidad en estas condiciones a "largo plazo" se han de considerar valores de la resistencia deducidos, entre otras posibilidades, de ensayos que hayan permitido el drenaje de las muestras.

Dada la relación que tiene la disipación de presiones intersticiales, para una determinada variación tensional, con la permeabilidad, lógicamente esta distinción entre resistencias a corto plazo y a largo plazo donde tiene pleno sentido es en materiales arcillosos, antes bien que en materiales de tipo granular.

En arcillas saturadas, cuando se ven sometidas a una sollicitación rápida, la tensión aplicada es soportada parcialmente por el esqueleto del suelo y el resto por el agua de los poros. Si se aumenta la presión de confinamiento, el diámetro por los círculos de Mohr que la representa no se incrementaría, dado que la presión intersticial soportaría todo el incremento de carga.

Por consiguiente, la resistencia al corte sin drenaje es independiente del aumento de la presión normal, y por tanto  $\phi$  es nulo. En la Fig. 3.14 se expresa esto gráficamente. (Caso  $\phi = 0$ ).

Puede apreciarse que la resistencia al corte sin drenaje  $s_u$ , a corto plazo adopta el valor igual a la mitad de la resistencia a la compresión simple  $q_u$ , y que el comportamiento del suelo equivale a efectos prácticos, a que sólo poseyese una componente cohesiva (cohesión aparente  $c_u$ ).

### 3.5.5 Valores empíricos de la resistencia al corte

#### a.- Suelos granulares

Suelen relacionarse con la resistencia in situ a la penetración estándar  $N$  que, a su vez, puede referirse a la densidad relativa  $D_r$ . De todos modos la gama de variación de  $\phi'$  es relativamente pequeña: de unos  $28^\circ$  a poco más de  $40^\circ$ . En la Tabla 3.5. se muestra una recopilación útil de valores empíricos.

Material	Compacidad	$D_r$ (%)	N (l)	Densidad seca (2) $\gamma_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	Indice de poros e	Angulo de rozamiento interno
GW: Gravas bien graduadas, mezclas de grava y de arena	Densa	75	90	2,21	0,22	40
	Median.densa	50	55	2,08	0,28	36
	Suelta	25	<28	1,97	0,36	32
GP: Gravas mal graduadas, mezclas de grava y arena	Densa	75	70	2,04	0,33	38
	Median.densa	50	50	1,92	0,39	35
	Suelta	25	<20	1,83	0,47	32
SW: Arenas bien graduadas, arenas con grava	Densa	75	65	1,89	0,43	37
	Median.densa	50	35	1,79	0,49	34
	Suelta	25	<15	1,70	0,57	30
SP: Arenas mal graduadas, arenas con grava	Densa	75	50	1,76	0,52	36
	Median.densa	50	30	1,67	0,60	33
	Suelta	25	<10	1,59	0,65	29
SM: Arenas limosas	Densa	75	45	1,65	0,62	35
	Median.densa	50	25	1,55	0,74	32
	Suelta	25	<8	1,49	0,80	29
ML: Limos inorgánicos, arenas muy finas	Densa	75	35	1,49	0,80	33
	Median.densa	50	20	1,41	0,90	31
	Suelta	25	<4	1,35	1,00	27

(1) N es el número de golpes por 30 cm de penetración en el SPT.  
 (2) Los valores corresponden a  $\gamma_s = 2,65$  (partículas de cuarzo)

Tabla 3.5.- Propiedades típicas de los suelos granulares (HUNT, 1984).

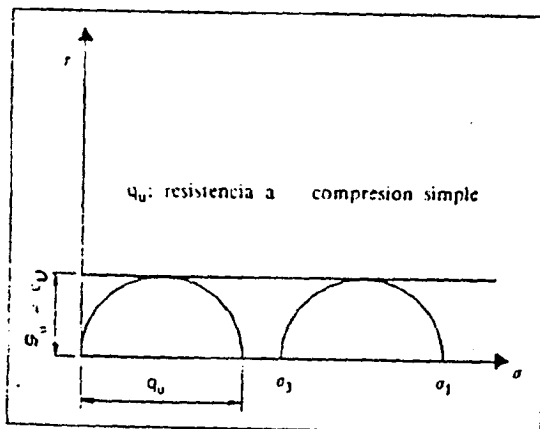


Fig. 3.14.- Resistencia al corte sin drenaje en una arcilla saturada.

b.- Suelos cohesivos

La cohesión aparente, sin drenaje, suele deducirse de ensayos de molinete o de penetración estática. Menos fiables son las correlaciones con el penetrómetro estándar (Fig. 3.15).

Los parámetros a largo plazo se relacionan bastante bien con el contenido de arcilla o el índice de plasticidad IP.

Una relación útil para la resistencia de pico es

$$\phi' = 34,9 - 0,338 IP \text{ (J. SALAS Y JUSTO, 1975)}$$

Respecto a la resistencia residual puede utilizarse la Fig. 3.16.

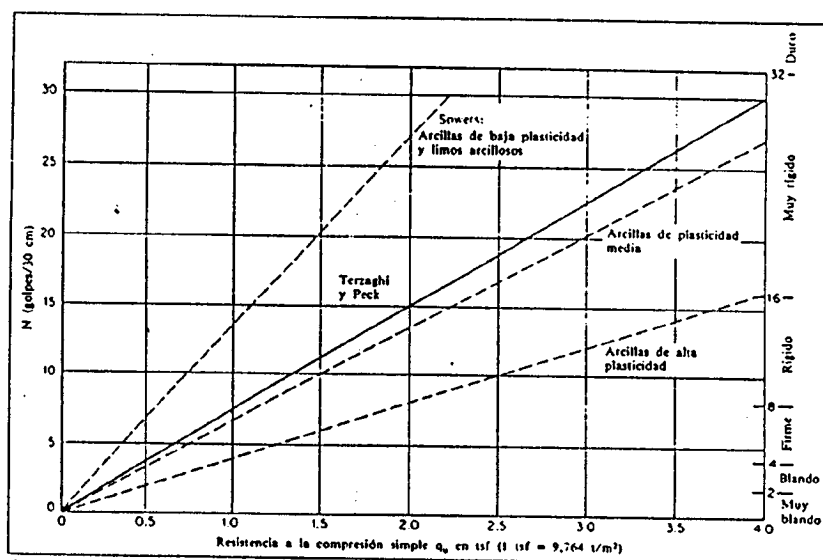


Fig. 3.15.- Valores de la resistencia a compresión simple a partir del Ensayo de Penetración Standard (SPT) para suelos cohesivos de distinta plasticidad (NAVFAC, 1971).

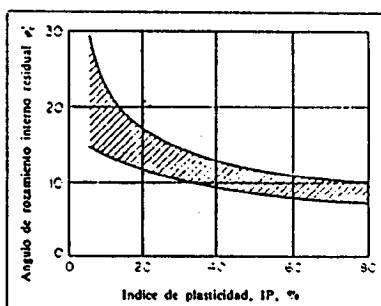


Fig. 3.16.- Relación  $\phi'$ -IP para suelos cohesivos (KANJI, 1970; PATTON y HENDRON, 1974, Fuente: HUNT, 1984).

### 3.6. SUELOS EN CONDICIONES ESPECIALES

#### 3.6.1 Suelos parcialmente saturados

En este tipo de suelos el comportamiento viene regulado por la presencia de agua y aire en los poros, combinándose las fuerzas de capilaridad y succión para generar una fuerza másica conocida como succión, que a efectos prácticos es asimilable a una cohesión aparente.

Respecto a la compresibilidad, los suelos semisaturados tienen una consistencia dura, con una humedad habitualmente comprendida entre el límite

plástico y el de retracción. Por ello son suelos poco deformables, si bien esta situación puede variar de forma desfavorable por saturación, presentando en algunos casos fenómenos de colapso.

Por lo que respecta a la resistencia al corte, algunos autores (LAMBE y WITHMAN, 1969) proponen estimarlas a partir de la expresión

$$c_a = D \operatorname{tg} \phi'$$

siendo  $D$  la distancia entre la posición de la muestra y el nivel freático.



Actualmente sin embargo se han conseguido desarrollar aparatos de corte y triaxiales a los que se puede aplicar una determinada succión, con lo cual es posible determinar los parámetros de resistencia al corte en estas condiciones.

En los ensayos realizados se aprecia en primer lugar un notable aumento de la cohesión respecto a los valores del suelo saturado. Ello explica la estabilidad de taludes subverticales en suelos finos por encima del nivel freático.

Para tensiones normales pequeñas el ángulo de rozamiento interno se parece bastante al efectivo, pero según aumenta la tensión la curva de resistencia intrínseca se va haciendo más paralela al eje horizontal tendiendo el ángulo de rozamiento interno a valores más pequeños.

### 3.6.2 Suelos compactados

Se utilizan para presas de tierra, terraplenes de carretera, diques de protección de márgenes, rellenos para edificación, etc. Cuando deben recibir cargas de zapatas o elementos sensibles a los asentos se habla de *rellenos estructurales*, debiendo en este caso extremarse la selección de los materiales y las condiciones de compactación.

En general la construcción de un relleno compactado supone el extendido del material en capas de espesor prefijado (tongadas), con una determinada humedad y aplicando al mismo cierto número de pasadas de un equipo de compactación.

#### a.- Selección de materiales

Respecto a la selección de materiales (préstamos) para los rellenos estructurales son convenientes los suelos granulares bien graduados, con buen drenaje y menos de un 10-15% de finos.

Estos suelos tienen un pequeño ascenso capilar, son insensibles a la humedad y adquieren por compactación una buena capacidad portante (2-3 Kp/cm<sup>2</sup>). Deben evitarse los limos y los suelos cohesivos que reaccionan desfavorablemente a las variaciones de humedad.

Las presas de tierra pueden construirse con una amplia variedad de materiales utilizándose los suelos cohesivos (de baja a media plasticidad) como núcleo o barrera impermeable y los materiales granulares o de transición para espaldones resistentes. Especial

atención debe prestarse a las capas de filtro.

Los terraplenes de carretera admiten desde tamaños muy gruesos o bloques rocosos (pedraplenes) hasta materiales finos cohesivos. Los límites de plasticidad vienen dados en el Pliego PG-3 del M.O.P.U. Suelen evitarse los limos y arenas uniformes, los suelos orgánicos y las arcillas de alta plasticidad o expansivas.

#### b.- Condiciones de compactación

Si a un suelo seco se le va añadiendo humedad por escalones y en cada uno de ellos se compacta con una cierta energía se obtendrá una curva peso específico seco-humedad (o más vulgarmente densidad seca-humedad), la cual presenta un máximo para una humedad que se denomina óptima. Pasada esta humedad la densidad seca del suelo disminuye (Fig. 3.17). Se observa que la curva nunca alcanza las condiciones de saturación completa.

Cuando el ensayo anterior se hace en condiciones normalizadas (ASTM D698-78 ó NLT-107/58) relleno de un molde cilíndrico de 0,94 litros en tres tongadas y compactando el suelo con una maza de 2,49 Kg cayendo 25 veces desde una altura de 30,5 cm, se tiene el ensayo Proctor Normal (PN), denominado así en honor de R.R. Proctor que en 1933 descubrió la relación humedad-densidad y propuso el ensayo.

El desarrollo de los compactadores ha hecho que se puedan alcanzar energías muy superiores a las del ensayo Proctor Normal, habiéndose puesto a punto un ensayo Proctor Modificado (M) que utiliza una maza de 4,53 Kg cayendo desde 45,7 cm.

La diferencia entre ambos ensayos es pequeña en arenas finas uniformes ( $\approx 0,05 \text{ t/m}^3$ ), algo más grande en arenas limosas o arcillosas ( $\approx 0,25 \text{ t/m}^3$ ).

En la Tabla 3.6 se dan valores típicos de la humedad óptima y la densidad seca máxima.

Los resultados del ensayo Proctor se utilizan para especificar la densidad a alcanzar en obra. Por ejemplo:

- Rellenos generales, trasdós de muros:  
90-92% de la densidad PN
- Presas pequeñas y terraplenes de carretera:  
95-98% de la densidad PN

COMPOSICION Y PLASTICIDAD DE LOS SUELOS %

Suelo n°	Arena	Limo	Arcilla	LL	IP
1	88	10	2	16	0
2	72	15	15	16	0
3	73	9	18	22	4
4	32	33	35	28	9
5	5	85	10	26	2
6	6	22	72	67	40
7	94	0	6		NP

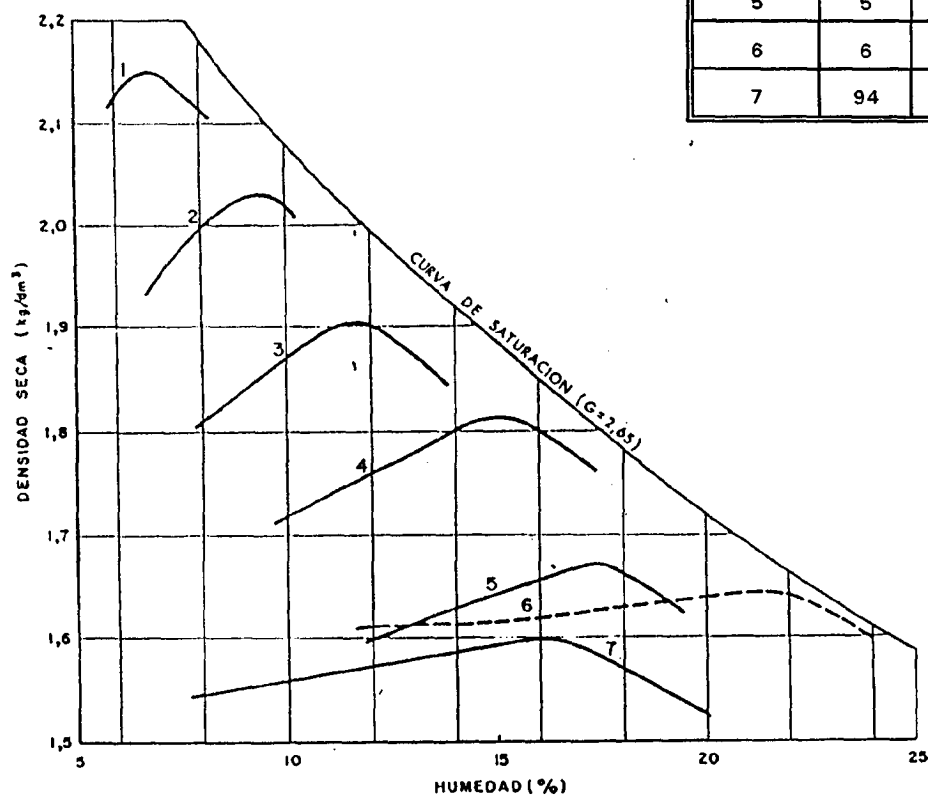


Fig. 3.17.- Curvas humedad-densidad de diferentes suelos compactados según el ensayo Proctor (JOHNSON y SALLBERG, HRB Bull. 272, 1960)

- Grandes presas y rellenos estructurales:  
98-100% de la densidad PN  
(95-98%) de la densidad PM

c.- Equipos de compactación

En cada caso debe seleccionarse el equipo más adecuado al tipo de suelo que se trate.

Puede indicarse al respecto que los rodillos lisos estáticos están indicados para compactar capas relativamente delgadas, del orden de 20 cm de piedra machacada, grava o arena. Se utilizan generalmente para compactar las capas de base y subbase de los firmes. Son adecuados para alisar y sellar las capas compactadas por otros rodillos.

TIPO DE SUELO	P.N. DENSIDAD SECA MAXIMA (Kg/dm <sup>3</sup> )	P.N. HUMEDAD OPTIMA (%)	P.M. DENSIDAD SECA		P.M. HUMEDAD	
			MAXIMA (Kg/dm <sup>3</sup> )	DIFERENCIA (Kg/dm <sup>3</sup> )	OPTIMA (%)	DIFERENCIA (%)
Arcilla muy plástica	1,55 <sup>1</sup>	28	1,87	+0,32	18	-10
Arcilla limosa	1,66	21	1,94	+0,28	12	-9
Arcilla arenosa	1,84	14	2,05	+0,21	11	-3
Arena	1,94	11	2,08	+0,14	9	-2
Zahorra bien graduada	2,06	9	2,19	+0,13	8	-1

Tabla 3.6.- Comparación, de los resultados obtenidos con los ensayos Proctor Normal y Modificado

Los rodillos vibratorios son útiles para compactar suelos granulares, escolleras, etc. El efecto compactador depende del peso estático, la frecuencia y amplitud de las vibraciones y la velocidad del rodillo. Son habituales pesos de 8 a 15 t. En general el máximo esfuerzo de compactación se consigue con frecuencias entre 25 y 50 Hz. Las amplitudes varían de 1 a 2 mm. Las velocidades óptimas de compactación varían de 3 a 6 km/h.

Algunos rodillos llevan registradores de la señal emitida por un acelerómetro montado en el rodillo. Este registro constituye una medida relativa del módulo de deformación y por tanto del grado de compactación obtenido.

Los rodillos de pata de cabra, por su acción combinada de presión amasado resultan muy eficaces en suelos cohesivos.

Los rodillos de neumáticos son muy versátiles y pueden utilizarse en cualquier tipo de suelo. Debido a su elevado peso permite la compactación de capas gruesas con menos pasadas que por ejemplo los rodillos de pata de cabra. La superficie final queda lisa y se consigue una compactación más satisfactoria en suelos mixtos, como por ejemplo arcillas con grava. No resultan adecuados para algunas aplicaciones ya que el acabado liso proporciona un deficiente contacto entre tongadas sucesivas.

#### *Propiedades del suelo compactado*

##### *a.- Compresibilidad*

En los suelos cohesivos depende del porcentaje de finos y del contenido de partículas gruesas, así como de su densidad y humedad en el instante de la carga.

Cuando los suelos se compactan de lado seco del óptimo, la posterior saturación puede inducir fenómenos de colapso o asiento repentino.

Por lo que respecta a los suelos cohesivos, los ensayos de compactación indican un considerable aumento de la deformabilidad cuando el suelo se compacta del lado húmedo del óptimo. Por el contrario, los suelos granulares no resultan afectados de manera significativa por la humedad presente en el proceso de compactación. La compactibilidad de estos suelos es mayor cuando mejor graduados están.

La experiencia práctica indica que los suelos granulares, incluyendo las gravas, alcanzan su compresibilidad mínima cuando se colocan en capas suficientemente delgadas como para evitar la segregación y añadiéndoles una cierta humedad para facilitar la compactación. Los materiales gruesos, como gravas, bolos, escombros, etc., cuando se colocan en tongadas gruesas, sufren segregaciones y quedan con una densidad baja, por lo que son de esperar asientos y deformaciones bastante grandes.

COMPOSICION Y PLASTICIDAD DE LOS SUELOS %

Suelo n°	Arena	Limo	Arcilla	LL	IP
1	88	10	2	16	0
2	72	15	15	16	0
3	73	9	18	22	4
4	32	33	35	28	9
5	5	85	10	26	2
6	6	22	72	67	40
7	94	0	6		NP

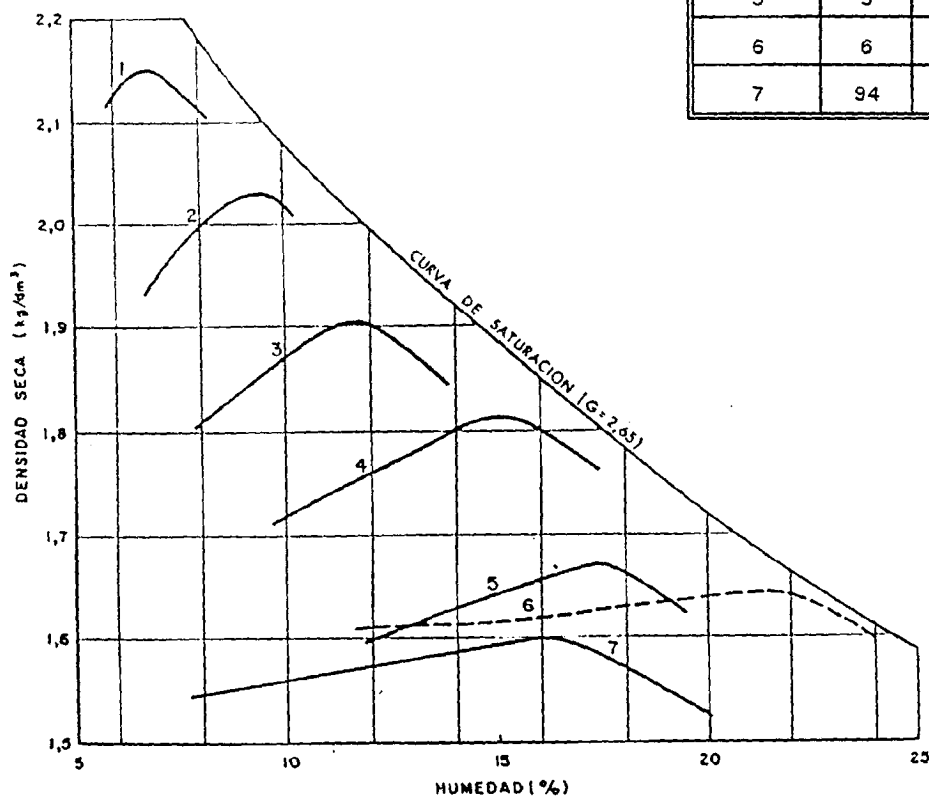


Fig. 3.17.- Curvas humedad-densidad de diferentes suelos compactados según el ensayo Proctor (JOHNSON y SALLBERG, HRB Bull. 272, 1960)

- Grandes presas y rellenos estructurales:  
98-100% de la densidad PN  
(95-98%) de la densidad PM

c.- Equipos de compactación

En cada caso debe seleccionarse el equipo más adecuado al tipo de suelo que se trate.

Puede indicarse al respecto que los rodillos lisos estáticos están indicados para compactar capas relativamente delgadas, del orden de 20 cm de piedra machacada, grava o arena. Se utilizan generalmente para compactar las capas de base y subbase de los firmes. Son adecuados para alisar y sellar las capas compactadas por otros rodillos.

TIPO DE SUELO	P.N. DENSIDAD SECA MAXIMA (Kg/dm <sup>3</sup> )	P.N HUMEDAD OPTIMA (%)	P.M. DENSIDAD SECA		P.M. HUMEDAD	
			MAXIMA (Kg/dm <sup>3</sup> )	DIFERENCIA (Kg/dm <sup>3</sup> )	OPTIMA (%)	DIFERENCIA (%)
Arcilla muy plástica	1,55	28	1,87	+0,32	18	-10
Arcilla limosa	1,66	21	1,94	+0,28	12	-9
Arcilla arenosa	1,84	14	2,05	+0,21	11	-3
Arena	1,94	11	2,08	+0,14	9	-2
Zahorra bien graduada	2,06	9	2,19	+0,13	8	-1

Tabla 3.6.- Comparación de los resultados obtenidos con los ensayos Proctor Normal y Modificado

Los rodillos vibratorios son útiles para compactar suelos granulares, escolleras, etc. El efecto compactador depende del peso estático, la frecuencia y amplitud de las vibraciones y la velocidad del rodillo. Son habituales pesos de 8 a 15 t. En general el máximo esfuerzo de compactación se consigue con frecuencias entre 25 y 50 Hz. Las amplitudes varían de 1 a 2 mm. Las velocidades óptimas de compactación varían de 3 a 6 km/h.

Algunos rodillos llevan registradores de la señal emitida por un acelerómetro montado en el rodillo. Este registro constituye una medida relativa del módulo de deformación y por tanto del grado de compactación obtenido.

Los rodillos de pata de cabra, por su acción combinada de presión amasado resultan muy eficaces en suelos cohesivos.

Los rodillos de neumáticos son muy versátiles y pueden utilizarse en cualquier tipo de suelo. Debido a su elevado peso permite la compactación de capas gruesas con menos pasadas que por ejemplo los rodillos de pata de cabra. La superficie final queda lisa y se consigue una compactación más satisfactoria en suelos mixtos, como por ejemplo arcillas con grava. No resultan adecuados para algunas aplicaciones ya que el acabado liso proporciona un deficiente contacto entre tongadas sucesivas.

#### *Propiedades del suelo compactado*

##### *a.- Compresibilidad*

En los suelos cohesivos depende del porcentaje de finos y del contenido de partículas gruesas, así como de su densidad y humedad en el instante de la carga.

Cuando los suelos se compactan de lado seco del óptimo, la posterior saturación puede inducir fenómenos de colapso o asiento repentino.

Por lo que respecta a los suelos cohesivos, los ensayos de compactación indican un considerable aumento de la deformabilidad cuando el suelo se compacta del lado húmedo del óptimo. Por el contrario, los suelos granulares no resultan afectados de manera significativa por la humedad presente en el proceso de compactación. La compactibilidad de estos suelos es mayor cuando mejor graduados están.

La experiencia práctica indica que los suelos granulares, incluyendo las gravas, alcanzan su compresibilidad mínima cuando se colocan en capas suficientemente delgadas como para evitar la segregación y añadiéndoles una cierta humedad para facilitar la compactación. Los materiales gruesos, como gravas, bolos, escombros, etc., cuando se colocan en tongadas gruesas, sufren segregaciones y quedan con una densidad baja, por lo que son de esperar asientos y deformaciones bastante grandes.

Símbolo del grupo	Tipo de suelo	Cohesión (compactado) t/m <sup>2</sup>	Cohesión (saturado) t/m <sup>2</sup>	Angulo rozam. int.efect. $\phi'$ grados	tg $\phi'$
GW	Gravas bien graduadas, mezclas de grava y de arena	0	0	> 38°	> 0,79
GP	Gravas mal graduadas, mezclas de grava y de arena	0	0	> 37°	> 0,74
GM	Gravas limosas, mezclas de grava-arena-limo mal graduadas			> 34°	> 0,67
GC	Gravas arcillosas, mezclas de grava-arena-arcilla mal graduadas			> 31°	> 0,60
SW	Arenas bien graduadas, arenas con grava	0	0	38°	0,79
SP	Arenas mal graduadas, arenas con grava	0	0	37°	0,74
SM	Arenas limosas, mezclas de arena-limo	5,13	2,05	34°	0,67
SM-SC	mal graduadas	5,13	1,46	33°	0,66
SC	Mezclas de arena-limo-arcilla con finos poco plásticos	7,57	1,12	31°	0,60
ML	Arenas arcillosas, mezclas de arena-arcilla	6,83	0,93	32°	0,62
ML-CL	Limos inorgánicos y limos arcillosos	6,59	2,24	32°	0,62
CL	Mezcla de limo inorgánico y arcilla	8,79	1,32	28°	0,54
OL	Arcillas inorgánicas poco plásticas o de plasticidad mediana	-	-	-	-
MH	Limos orgánicos y arcillas limosas orgánicas poco plásticas	7,32	2,05	25°	0,47
CH	Limos arcillosos inorgánicos, suelos limosos	10,5	1,12	19°	0,35
OH	Arcillas inorgánicas muy plásticas	-	-	-	-
	Arcillas orgánicas y arcillas limosas				

Tabla 3.7.- Propiedades típicas de suelos compactados (NAVFAC, 1971)

#### b.- Resistencia al corte

Tal como hemos indicado más arriba, debido a su carácter de suelos semisaturados, los suelos compactados poseen parámetros de resistencia al corte más elevados que en estado saturado. Además, el

proceso de compactación, si es correctamente realizado, proporciona al suelo una compacidad superior a la existente en muchos depósitos naturales.

En la Tabla 3.7. se resumen las propiedades de resistencia de suelos compactados típicos.

## CAPITULO 4

### INTRODUCCION A LA HIDROGEOLOGIA

#### 4.1. EL CICLO DEL AGUA EN LA NATURALEZA

A la transferencia de agua entre los océanos, la atmósfera, y la tierra se denomina Ciclo del Agua en la Naturaleza o Ciclo Hidrológico. Los dos motores que lo activan son la energía calorífica originada por la radiación solar y la fuerza de la gravedad.

La Precipitación es la principal fuente de aporte de agua al ciclo hidrológico, las otras componentes son: La Evapotranspiración, suma del fenómeno físico de evaporación directa y del fisiobiológico de la transpiración, y la Escorrentía que incluye tanto la superficial como la subterránea; ésta última se corresponde con el volumen de agua que, una vez saturado el suelo, desciende por gravedad hasta la zona saturada y pasa a incrementar el almacenamiento subterráneo. Se suele llamar también infiltración eficaz, o agua gravífica.

Generalmente se considera que el ciclo hidrológico comienza y termina en el océano, si bien presenta numerosos "cortocircuitos", esto es, no todas las partículas de agua recorren el ciclo completo. Fig. 4.1.

Precipitación, evapotranspiración, y escorrentía constituyen los tres elementos básicos del *balance hidráulico* cuya formulación expresa el principio de conservación de la masa. Su expresión más simple, aplicable a cualquier sistema en un intervalo de tiempo determinado, es:

$$\text{ENTRADAS} - \text{SALIDAS} = \Delta A$$

Siendo  $\Delta A$  la variación de la masa de agua almacenada en el lugar donde se realiza el balance.

Para sistemas abiertos hay que tener en cuenta, tanto en las entradas como en las salidas, las transferencias de agua con otros sistemas.

Cada uno de los términos del balance suele expresarse como volumen de agua en una unidad de tiempo determinada, por tanto a la hora de realizar los

cálculos debe adoptarse un sistema de unidades homogéneas.

Las reservas de agua constituyen el volumen de agua existente en un lugar cualquiera en un instante determinado.

El término *recursos* se refiere al volumen de agua disponible en una región determinada para un período de tiempo determinado. Al volumen de agua que entra y sale de esa región en el período de tiempo que se considera se le suele denominar *recursos renovables*.

#### 4.2. LAS ROCAS COMO ACUIFEROS

Desde el punto de vista hidrogeológico las rocas se clasifican atendiendo a su capacidad de almacenar y transmitir agua. La primera de estas dos propiedades está relacionada con el volumen de huecos existentes, y la segunda con el tamaño de estos huecos y con el grado de interconexión entre ellos.

Con este criterio se define:

**ACUIFERO:** Roca capaz de almacenar y transmitir agua en cantidades significativas.

**ACUITARDO:** Roca capaz de almacenar agua y transmitirla lentamente.

**ACUICLUSO:** Roca capaz de almacenar agua, pero con capacidad de transmisión prácticamente nula.

**ACUIFUGO:** Roca sin capacidad de almacenar ni de transmitir agua.

Al cociente entre el volumen de roca y volumen de huecos expresada en % se le denomina **POROSIDAD**; si sólo se considera el volumen de huecos interconectados entre sí la definición anterior se refiere a la **POROSIDAD EFICAZ**, que es la que tiene verdadero interés en hidrogeología. En la Tabla nº 4.1 se dan los valores más comunes para estos parámetros en los diferentes tipos de roca.

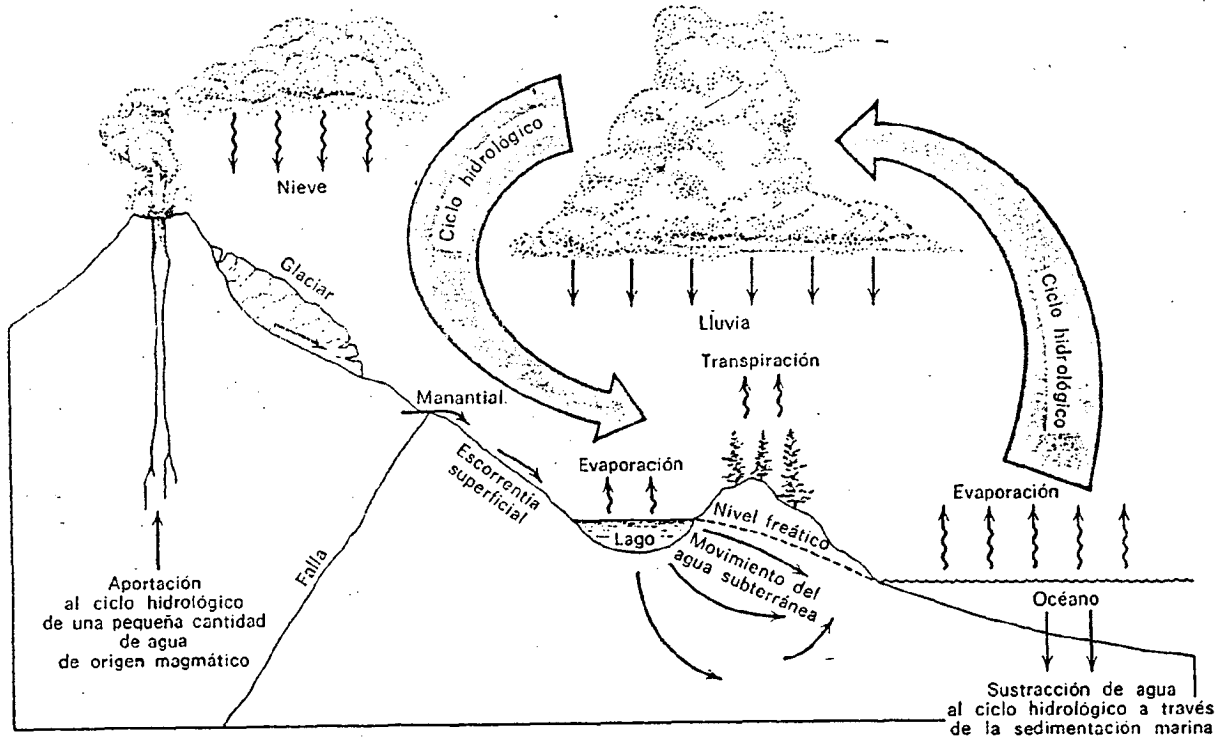


Fig. 4.1.- El ciclo hidrológico (Según Davis y DeWiest, 1966).

Aunque todos los poros o huecos interconectados de una masa de roca estén saturados de agua, no toda puede ser extraída por drenaje o por bombeo ya que una parte queda retenida por efecto de atracción entre las moléculas del agua y las de los minerales que constituyen la roca (agua higroscópica y agua pelicular). A la relación entre el volumen de agua extraíble por drenaje y el volumen total existente se le llama *rendimiento específico*, y a la relación entre el volumen no extraíble por drenaje y el volumen total *retención específica*.

#### 4.3. DISTRIBUCION DEL AGUA EN EL SUBSUELO

Por su contenido en agua, debajo de la superficie del suelo, pueden distinguirse dos zonas (ver fig. 4.2):

- Zona de aireación
- Zona Saturada

En la Zona de Aireación subsisten mezclados el aire y el agua. Se trata de una zona parcialmente

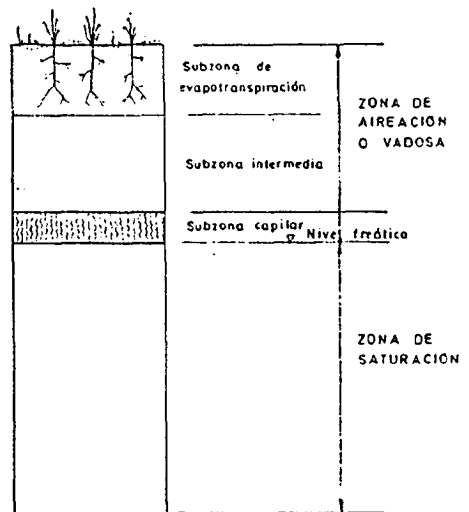


Fig. 4.2.- Distribución vertical del agua en el suelo. (Custodio y Llamas, 1976).



	(1) Área (km <sup>2</sup> × 10 <sup>3</sup> )	(2) Volumen (km <sup>3</sup> × 10 <sup>3</sup> )	(3) Altura equivalente (m)	(4) % del agua total	(5) Tiempo de residencia medio
Océanos	362 000	1 350 000	2700	97,6	3000 años
<i>Tierras emergidas</i>					
Ríos (volumen instantáneo)	—	1,7	0,003	0,0001	15-20 días
Lagos de agua dulce	825	125	0,25	0,009	10 años
Lagos agua salada	700	105	0,20	0,008	150 años
Humedad del suelo en la zona no saturada	131 000	150	0,30	0,01	semanas a años
Casquete de hielo y glaciares	17 000	26 000	50	1,9	miles de años
Agua subterránea	131 000	7000	14	0,5	decenas a miles de años
Total en las tierras emergidas	148 000	33 900	65	2,4	—
Atmósfera (vapor de agua)	510 000	13	0,025	0,001	8-10 días
Total	510 000	1 384 000	2750	100	—

\* Los datos proceden de Lvovitch (1967) y Nace (1969), y como estos autores indican, deben interpretarse sólo como aproximaciones.

**Tabla 4.1.-** Valores de Porosidad y Porosidad Eficaz para diversos tipos de Roca, según varios autores. (Tornado de Custodio y Llamas, 1976).

saturada, excepto en los periodos de intensa infiltración.

Esta zona tiene su límite superior en la superficie del terreno y el inferior en el techo de la zona saturada, y a su vez, de techo a muro se subdivide en:

**Subzona de evapotranspiración:** abarca desde la superficie del terreno hasta donde tiene efecto el fenómeno de la evapotranspiración, por lo tanto su potencia es variable y está condicionada por la profundidad de las raíces de las plantas.

**Subzona Intermedia:** Se extiende desde el límite inferior de la anterior hasta el comienzo de la subzona capilar, su potencia puede variar desde algunos centenares de metros en regiones muy áridas, hasta llegar a desapare-

cer en lugares muy húmedos donde aflora a superficie la zona de saturación; cuando existe es la zona de tránsito del agua gravífica hacia la zona saturada, la circulación en ella es por tanto vertical y debida a la acción de la fuerza de la gravedad.

**Subzona Capilar:** Se extiende en forma de franja hacia el muro de la zona saturada, su potencia es el resultado del equilibrio entre la tensión superficial y el peso del agua:

$$h_c = \frac{2 \tau}{r \gamma} \cos \alpha$$

$h_c$  = potencia de la zona capilar en un punto.

$\gamma$  : peso específico del agua  
 $r$  : radio del capilar  
 $\alpha$  : ángulo entre el menisco y la pared del capilar  
 $\tau$  : tensión superficial

En la Zona Saturada el agua rellena todos los intersticios del terreno por lo que la porosidad eficaz es una medida directa del agua que puede ser drenada por gravedad.

Al límite superior de la zona saturada se le denomina *Superficie Freática* y se define como el lugar geométrico de los puntos en los que el agua se encuentra a la presión atmosférica. Por debajo de la superficie freática el agua se encontrará, en cualquier punto, a la presión atmosférica más la ejercida por el peso de la columna de agua que descansa sobre él; inmediatamente por encima de la superficie freática el agua se encontrará a una presión algo menor que la atmosférica puesto que el fenómeno de la capilaridad tiene un efecto contrario a ella.

#### 4.4. TIPOS DE ACUIFEROS

Según el estado de presiones del agua que almacenan los acuíferos se clasifican en: (Fig. 3).

- Libres
- Confinados
- Semiconfinados

En los *Acuíferos Libres* el límite superior de la zona saturada queda definido por la superficie freática; ésta varía su posición ascendiendo y descendiendo, respondiendo a la recarga y descarga del acuífero, es decir, al volumen de agua almacenado.

En los *Acuíferos Confinados* el agua en cualquier punto se encuentra a una presión mayor que la atmosférica debido a una sobrecarga de materiales impermeables que yacen sobre el techo del acuífero; a estos materiales se les suele denominar unidades confinantes.

En estos acuíferos, al perforar un pozo, el agua asciende por encima del techo del acuífero, son los llamados pozos artesanos. Si la presión es suficiente como para que el agua ascienda por encima de la superficie del terreno, tendremos un pozo surgente.

El nivel alcanzado por el agua es debido a una presión, de ahí que se denomine Nivel Piezométrico, y al lugar geométrico de todos los niveles piezométricos se denomina Superficie Piezométrica.

Cuando la formación que limita el techo y/o el muro del acuífero es un acuitardo el acuífero se denomina Semiconfinado; este tipo de acuíferos son semejantes a los Confinados pero con la peculiaridad de una recarga vertical a partir del acuitardo, efecto que también se pone de manifiesto cuando se efectúa un bombeo en este tipo de acuíferos.

#### 4.5. PRESION INTERSTICIAL Y TENSION INTERGRANULAR

En los acuíferos confinados y en los semiconfinados, la presión ejercida por la unidad confinante (o semiconfinante) se transmite al acuífero; de esta "presión total" una parte es soportada por el esqueleto del acuífero y se llama *Tensión Intergranular*, la otra parte es soportada por el agua y se llama *Presión Intersticial* o Presión Hidrostática.

#### 4.6. POTENCIAL HIDRAULICO

Si se realizara un pozo en un acuífero (libre, confinado, o semiconfinado) hasta un punto A y se instalara la rejilla exclusivamente en ese punto, el agua ascendería por el entubado del pozo hasta una altura:

$$h_A = z_A + p_A/\gamma$$

$H_A$  : cota alcanzada por el agua en el interior del pozo  
 $z_A$  : cota del punto A  
 $p_A$  : presión del agua en el punto A (Presión intersticial)  
 $\gamma$  : peso específico del agua

La "h" de cualquier punto se llama *Potencial Hidráulico* y físicamente representa, en altura, la energía que tiene el agua en el punto del acuífero que se considere.

El lugar geométrico de todas las "h" de un acuífero sería la superficie freática (caso de acuífero libre), o la superficie piezométrica (caso de acuífero confinado o semiconfinado).

#### 4.7. COEFICIENTE DE ALMACENAMIENTO

Físicamente es el parámetro que indica la capacidad de un acuífero para almacenar agua. Se define como "el volumen de agua que puede extraerse de una columna de acuífero de base unitaria y de altura el espesor saturado del acuífero, cuando el potencial hidráulico disminuye en una unidad".

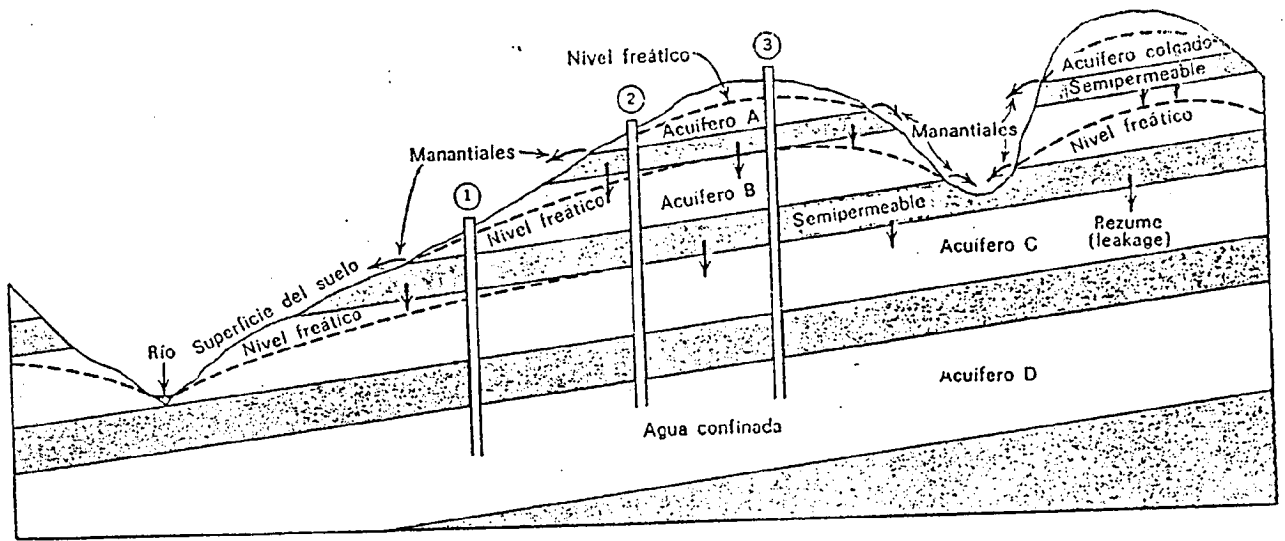


Fig 3. Tipos de Acuíferos. (Davis y De Wiest, 1966)

En acuíferos libres el agua que puede extraerse (o almacenarse) en las condiciones de la definición es igual al volumen de huecos existentes e interconectados entre sí, es decir el coeficiente de almacenamiento coincide con la porosidad eficaz, y su valor es del orden de  $10^{-1}$  a  $10^{-2}$ , que es el orden de magnitud normal de este parámetro en las rocas.

En acuíferos confinados y semiconfinados el agua que puede extraerse en estas condiciones se debe a los fenómenos elásticos que se producen en el conjunto acuífero (roca y agua) debidos a los cambios de presión.

En este caso es:  $S = \gamma b (m\beta + a) = \gamma b m\beta + \gamma b a$

$S$  : coeficiente de almacenamiento

$\gamma$  : peso específico del agua

$b$  : espesor del acuífero

$\beta$  : modulo de compresibilidad del agua

$(4,7 * 10^{-9} \text{ m}^2/\text{kg})$

$a$  : modulo de compresibilidad del acuífero

$\gamma b m\beta$  : volumen extraible por fenómenos elásticos en el agua

$\gamma b a$  : volumen extraible por fenómenos elásticos en el acuífero

El orden de magnitud del coeficiente de almacenamiento en acuíferos confinados y semiconfinados es de  $10^{-3}$  a  $10^{-5}$ , y está condicionado por el valor de los módulos de compresibilidad.

El coeficiente de almacenamiento es un parámetro adimensional

#### 4.8. MOVIMIENTO DEL AGUA SUBTERRANEA

En el interior de los acuíferos el agua se mueve desde los puntos de mayor potencial hidráulico (mayor energía), hasta los puntos de menor potencial hidráulico (menor energía). En un medio estático, por lo tanto, el agua tendrá la misma energía en todos los puntos, es decir, el mismo potencial hidráulico, cuyo valor será:

$$h = z + p/\gamma$$

Cuando el agua está en movimiento, además de la energía debida a la posición del punto considerado en el espacio y a la originada por la presión a la que el agua se encuentra sometida en este punto, existe la energía originada por la velocidad del agua subterránea.

El movimiento de una partícula de agua desde un punto hasta otro implica una pérdida de energía, pudiendo escribirse de acuerdo con el Teorema de Bernoulli:

$$\Delta_h = \left( z_1 + \frac{P_1}{\gamma} + \frac{V_1^2}{2g} \right) - \left( z_2 + \frac{P_2}{\gamma} + \right.$$

$P_1$  y  $P_2$  : presiones hidrostáticas en los puntos 1 y 2.

$\gamma$  : peso específico del agua

$V_1$  y  $V_2$  : velocidad del agua subterránea en los puntos 1 y 2.

$g$  : aceleración de la gravedad

En muchos casos, dado que la velocidad del agua subterránea suele ser muy pequeña, los términos de las velocidades pueden despreciarse sin cometer error apreciable, pudiendo escribirse

$$\Delta_h = \left( z_1 + \frac{P_1}{\gamma} \right) - \left( z_2 + \frac{P_2}{\gamma} \right)$$

Siendo  $\Delta_h$  la pérdida de energía a lo largo del camino que separa los puntos 1 y 2.

A la pérdida de energía por unidad de longitud recorrida se le denomina Gradiente Hidráulico.

El movimiento del agua a través de los medios porosos es gobernado por la Ley empírica de Darcy (1856):

$$\bar{Q} = A K \bar{I} \quad \text{ó} \quad \bar{V} = -K \bar{I}$$

que expresa que el caudal  $Q$  que atraviesa una sección  $A$  de un medio poroso es igual a esa sección multiplicada por el gradiente hidráulico y por un parámetro  $K$ , al que Darcy denominó *permeabilidad* o *conductividad hidráulica*, que depende tanto de las características del medio como de las del fluido.

La segunda expresión indica que la velocidad del agua subterránea es función de la permeabilidad y del gradiente hidráulico. El signo menos indica que la velocidad y el gradiente son vectores con sentidos opuestos.

Darcy considera toda el área correspondiente a la sección que atraviesa el flujo subterráneo; realmente el agua solo circula por los intersticios que dejan entre sí los clastos que forman el esqueleto del medio poroso, por lo tanto la velocidad con la que realmente circula el agua subterránea vendrá dada por:

$$\bar{V}_R = \bar{V}_D / m_e$$

siendo  $V_D$  la velocidad dada por la Ley de Darcy, y  $m_e$  la porosidad eficaz que es el índice del área de los huecos por la que puede circular el agua subterránea. Al ser siempre la porosidad eficaz menor que la unidad, la velocidad real será siempre mayor que la obtenida a partir de la Ley de Darcy.

#### 4.9. CONDUCTIVIDAD HIDRAULICA O PERMEABILIDAD

Define la segunda de las propiedades que caracterizan a una unidad geológica como acuíferos; físicamente representa la facilidad con que un medio deja pasar el agua a su través; depende tanto de las propiedades del medio como de las del fluido.

Se expresa como:

$$K = K_0 \gamma / \mu$$

En donde  $K_0$  se denomina *Permeabilidad Intrínseca* y engloba las características del medio, y  $\gamma/\mu$  (peso específico partido por viscosidad dinámica) define las características del fluido

$$K_0 = C d_{50}^2$$

en donde:

$C$  es el factor de forma que incluye los efectos de estratificación, empaquetamiento, textura, estructura, y porosidad. Es adimensional.

$d$  es el diámetro medio de las partículas ( $d_{50}$ ) de la curva granulométrica. Tiene dimensión de longitud.

La permeabilidad intrínseca tiene dimensiones de una superficie, pero, fundamentalmente en la industria del petróleo, se utiliza como unidad específica el "darcy", que se define:

$$1 \text{ darcy} = [(1 \text{ centipoise} \cdot 1 \text{ cm}^3/\text{s}) / (1 \text{ cm}^2)] / (1 \text{ atm} \cdot \text{cm})$$

Un darcy es la permeabilidad intrínseca de una roca que permite el paso, a 20 grados de temperatura, de un caudal de un centímetro cúbico por segundo a través de una sección de un centímetro cuadrado, cuando el gradiente hidráulico es de una atmósfera por centímetro. (A 20 grados centígrados la viscosidad del agua es de un centipoise).

La conductividad hidráulica o permeabilidad se define como el caudal que atraviesa la unidad del área de un medio poroso bajo un gradiente hidráulico unidad. Tiene dimensiones  $[L T^{-1}]$  pero no es una velocidad.

En hidrogeología se utiliza el término *transmisividad* para indicar la capacidad de un acuífero a dejar pasar el agua a su través, no por unidad de área, sino por una rebanada de unidad de anchura y de altura su espesor saturado.

De las definiciones se desprende que la transmisividad es igual a la permeabilidad por el espesor saturado ( $T = K \cdot b$ ), y tiene dimensiones  $[L^2 T^{-1}]$ .

En la Tabla 4 se dan unos órdenes de magnitud para este parámetro en los distintos tipos de rocas detríticas.

#### 4.10. HOMOGENEIDAD E ISOTROPIA

Con respecto a la conductividad hidráulica o permeabilidad se dice que un medio es:

*Homogeneo e isótropo* cuando en todos sus puntos tiene las mismas características de permeabilidad, y ésta permanece invariable en cualquier dirección que se considere. En este tipo de medios la permeabilidad puede representarse por un círculo (dos dimensiones) o una esfera (tres dimensiones), de radio constante e igual a  $\sqrt{K}$ , en cualquiera de sus puntos.

*Homogeneo y anisótropo* cuando en todos sus puntos tiene las mismas características de permeabilidad, pero ésta varía con la dirección que se considere. En este tipo de medio la permeabilidad puede representarse por una elipse (dos dimensiones) o un elipsoide de tres ejes (tres dimensiones), cuyos semiejes tendrán valor constante e igual a  $\sqrt{K_x}$ ,  $\sqrt{K_y}$ , y  $\sqrt{K_z}$ , en todos los puntos del medio

*Heterogeneo e isótropo* cuando las características de permeabilidad varían de un punto a otro del medio, pero en un punto dado el valor de la permeabilidad no varía con la dirección. En este tipo de medios la permeabilidad puede representarse por un círculo (dos

Material	k en cm/seg	k en m/día (aproxim.) <sup>25</sup>
Grava limpia	> 1	> 1000
Arena gruesa limpia	1 a 10 <sup>-2</sup>	1000 a 10
Mezcla de arena	10 <sup>-2</sup> a 5 · 10 <sup>-3</sup>	10 a 5
Arena fina	5 · 10 <sup>-3</sup> a 10 <sup>-3</sup>	5 a 1
Arena limosa	2 · 10 <sup>-4</sup> a 10 <sup>-4</sup>	2 a 0,1
Limo	5 · 10 <sup>-4</sup> a 10 <sup>-5</sup>	0,5 a 0,001
Arcilla	< 10 <sup>-6</sup>	< 0,001

dimensiones) o una esfera (tres dimensiones), con un radio, de valor  $\sqrt{K}$ , específico para cada punto.

**Heterogéneo y anisótropo** cuando las características de permeabilidad varían de un punto a otro, y además, en cada uno de los puntos del medio el valor de la permeabilidad varía con la dirección. En este tipo de medios para representar la permeabilidad hay que definir, para cada punto, una elipse (dos dimensiones); en cada punto los semiejes tendrán un valor diferente y equivalente a  $\sqrt{K_x}$ ,  $\sqrt{K_y}$ , y  $\sqrt{K_z}$ .

#### 4.11. VALIDEZ DE LA LEY DE DARCY

La Ley de Darcy,  $v = ki$ , exige una relación lineal entre la velocidad de flujo y el gradiente hidráulico.

El régimen de flujo viene dado por el Número de Reynolds:

$$R_o = vd\rho/\mu$$

en donde:

$v$  : velocidad de flujo (cm/s)

$d$  : tamaño medio de los huecos ( $d_{50}$  de la curva granulométrica) (cm)

$\rho$  : densidad del flujo (gr/cm<sup>3</sup>)

$\mu$  : viscosidad del agua (dinas s/cm<sup>2</sup>)

Para  $R_o < 4$  el flujo es laminar y la relación entre la velocidad y el gradiente es lineal; por tanto es válida la Ley de Darcy. En la práctica la Ley de Darcy puede aplicarse hasta valores de  $R_o < 10$ , a partir de este valor el flujo es ya manifiestamente turbulento y la Ley no puede aplicarse.

#### 4.12. SUPERFICIES EQUIPOTENCIALES. LINEAS DE CORRIENTE. REGIMEN ESTACIONARIO Y REGIMEN TRANSITORIO.

Las *superficies equipotenciales* son el lugar geométrico de los puntos en que el potencial hidráulico tiene el mismo valor:  $h(x, y, z) = \text{cte}$ .

Las *líneas de corriente* son las envolventes del vector de velocidad, es decir líneas que son tangentes constantemente al vector velocidad.

Las Líneas de Corriente que pasan por el contorno de la curva cerrada definen un *tubo de flujo*, cuya propiedad fundamentalmente es que el caudal en

su interior se conserva constante.

Un sistema hidrogeológico se dice que está en régimen permanente (o estacionario) cuando el potencial hidráulico permanece constante a lo largo del tiempo en todos sus puntos. Físicamente significa que en el sistema entra tanta agua como sale, y por lo tanto no hay variación en el almacenamiento.

Por el contrario un sistema hidrogeológico está en régimen transitorio (o no permanente) cuando el potencial hidráulico varía a lo largo del tiempo; físicamente indica un estado de no equilibrio en el que el almacenamiento del sistema pierde o gana un cierto volumen de agua en el tiempo considerado.

#### 4.13. ECUACION DE LA CONTINUIDAD

Así como la Ley de Darcy define el flujo subterráneo, a través de un medio poroso, a partir del módulo, dirección y sentido del vector velocidad, la ecuación de la continuidad expresa en términos matemáticos el principio de conservación de la masa: En un sistema hidrogeológico determinado las entradas de agua son iguales a las salidas, más o menos la variación de la masa de agua existente en el almacenamiento.

Para deducir la ecuación se considera un elemento de acuífero de dimensiones  $d_x$ ,  $d_y$ , y  $d_z$ , se establece un balance de masas entre cada cara y su opuesta, aplicando la balance total de masas:

$$\Delta M = \pm \left( \frac{\delta(\rho \bar{u})}{\delta x} + \frac{\delta(\rho \bar{v})}{\delta y} + \frac{\delta(\rho \bar{w})}{\delta z} \right)$$

En donde:

$\rho$  : es la densidad del agua

$u, v, w$ : las velocidades de flujo según los tres ejes cartesianos

$\Delta M$  : variación de la masa de agua en la unidad de tiempo.

Teniendo en cuenta el potencial de velocidades  $\Phi = Kh$  y que:

$$\frac{\delta \Phi}{\delta x} = \bar{u}, \quad \frac{\delta \Phi}{\delta y} = \bar{v}, \quad \frac{\delta \Phi}{\delta z} = \bar{w}$$

se puede poner la ecuación anterior en función del potencial hidráulico y para un intervalo de tiempo determinado:

$$\frac{\delta^2 h}{\delta x^2} + \frac{\delta^2 h}{\delta y^2} + \frac{\delta^2 h}{\delta z^2} = \frac{S}{T} \frac{\delta h}{\delta t}$$

Que es la expresión más conocida de la ecuación de la continuidad, y que expresa el principio de conservación de la energía en régimen transitorio y con flujo tridimensional. (S es coeficiente de almacenamiento, y T transmisividad).

Para régimen permanente, al no depender el potencial hidráulico del tiempo, se anula el segundo miembro de la ecuación.

Para representar flujo bidimensional o unidireccional basta con anular las componentes correspondientes a la dirección o direcciones en las que no exista flujo.

#### 4.14. REDES DE FLUJO

Una *red de flujo* está formada por la intersección de dos familias de curvas: las líneas de corriente y las equipotenciales.

En un medio homogéneo e isótropo ambas familias dan lugar a una malla ortogonal, debido a que el vector gradiente por definición es perpendicular a las equipotenciales, y el vector velocidad es paralelo a él aunque de sentido contrario.

Las redes de flujo constituyen un método gráfico para la resolución de la ecuación de la continuidad, aunque limitado a problemas uni y bidimensionales, o tridimensionales con simetría axial, y el régimen permanente.

El primer paso para definir una red de flujo en caso contrario concreto es la definición de las condiciones de contorno específicas para ese caso.

Las condiciones de contorno que más frecuentemente pueden presentarse son: (Custodio y Llamas, 1976).

##### a). Condición de límite impermeable

Los límites impermeables se caracterizan por no dejar pasar el agua a su través; Una partícula de agua

que alcanza un límite impermeable comienza a circular sobre él en función del gradiente hidráulico existente y de la conductividad hidráulica del medio permeable. Los límites impermeables constituyen, pues, superficies definidas por líneas de corriente por lo que las equipotenciales han de ser perpendiculares a ellos.

##### b). Contacto con agua libre o con un medio mucho más permeable.

El contacto de un acuífero con una superficie de agua libre o con otro acuífero mucho más permeable constituye una superficie equipotencial puesto que el flujo es normal a la superficie de contacto en toda su extensión, puesto que debido al gran aumento de permeabilidad se anula la componente tangencial del vector velocidad.

##### c). Nivel freático

La superficie freática en régimen permanente es fija y queda definido por un conjunto de líneas de corriente.

En la mayoría de los casos la superficie freática presenta oscilaciones, y además se suele dar el caso de que constituye una condición de contorno y es a la vez solución de la ecuación de la continuidad. El problema, de muy difícil solución, se resuelve por aproximaciones, una de las cuales, la de Dupuit-Forchheimer admite las simplificaciones del flujo horizontal, potencial hidráulico constante en la vertical e igual a la altura de la superficie libre, y gradiente igual a la pendiente de la superficie libre.

##### d). Superficie de rezume.

Se originan cuando la superficie topográfica corta a la superficie freática y por lo tanto su existencia y su magnitud son función de la posición de ésta.

Es otro caso en que la condición de contorno es a su vez solución del problema. En muchos casos puede prescindirse de las superficies de rezumes, sin cometer errores apreciables, a la hora de establecer las condiciones de contorno.

Una vez representado gráficamente el problema a la escala conveniente y establecidas las condiciones de contorno, el siguiente paso en la elaboración de una red de flujo es el trazado de unas líneas de corriente de forma lógica y en concordancia con las condiciones de contorno establecidas.

Posteriormente debe procederse al trazado de las equipotenciales de acuerdo también con las condiciones de contorno establecidas y conservando la perpendicularidad con las líneas de corrientes ya trazadas.

El resultado final es una serie de tubos de flujo y la variación del potencial hidráulico a lo largo de ellos.

En la Fig. 4.4 se representa uno de los tubos de flujo que podrían obtenerse según la metodología indicada.

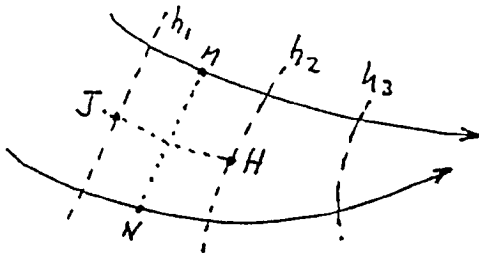


Fig. 4.4.

El caudal que circula por el tubo de flujo viene dado por (Ley de Darcy):

$$q = MN \cdot b \cdot k \cdot (h_2 - h_1) / JH$$

Si es  $MN = JH$ , es decir si la red de flujo es cuadrada y se considera un tubo de flujo de cuadrada, el caudal que circula por cualquier tubo de flujo es independiente de las dimensiones de la malla, y además por todos los tubos de flujo circula el mismo caudal ( $q = K \cdot \Delta h$ ).

En estas condiciones, una vez dibujada la red de flujo cuadrada, bastará calcular el caudal que pasa por un tubo de flujo de espesor unitario cualquiera y multiplicarlo por el número de tubos de flujo existentes; así se obtendría el caudal que circula por una rebanada de espesor unidad de la red de flujo. Multiplicando este caudal por el espesor del sistema se tendría el caudal total circulante.

También puede obtenerse el valor de la presión hidrostática en cualquier punto de la red de flujo a partir de:

$$p = \gamma (h - z)$$

siendo:

$p$  : presión hidrostática en el punto que se considere

$\gamma$  : peso específico del agua

$H$  : valor de la equipotencial que pasa por el punto en cuestión.

$z$  : cota de ese punto con respecto a un plano tomado como referencia de medidas.

Es necesario señalar que una vez definidas las condiciones de contorno la solución es única, es decir, solo existe una red de flujo que se adapte a esas condiciones de contorno. La red puede ser más o menos tupida, pero es única.

Cuanto más tupida sea la red que se dibuja más ajustados serán los resultados a la realidad; se trata pues de conseguir un equilibrio entre la laboriosidad de construir la malla y la aproximación suficiente de los resultados que se desean obtener.

#### 4.15. INTERPRETACION DE SUPERFICIES PIEZOMETRICAS

Si una superficie piezométrica es cortada por una serie de planos horizontales equidistantes entre sí y el resultado se proyecta ortogonalmente sobre un plano, también horizontal, de referencia quede representada por una serie de curvas que son el lugar geométrico de los puntos que tienen el mismo nivel piezométrico; a estas curvas se les llama *isopiezas*, y son verdaderas líneas equipotenciales.

En ocasiones puede admitirse que el potencial hidráulico permanece constante a lo largo de una vertical, otras veces, al no ser despreciable la componente vertical del vector velocidad (por ejemplo en el caso de acuíferos libres de gran potencia) el potencial hidráulico varía en profundidad. En el primer caso el acuífero tiene una única superficie piezométrica, en el segundo no existe una superficie piezométrica definida.

En la práctica para elaborar un plano de isopiezas hay que medir el nivel piezométrico en una serie de puntos en el acuífero (la única manera es a partir de perforaciones hasta el punto en que se quiera medir el nivel, y de los manantiales existentes puesto que estos son, en el caso de acuíferos libres, afloramientos a superficie de la zona saturada), e



interpolarse a partir de estas medidas las isopiezas correspondientes.

Dado que los niveles piezométricos oscilan, los planos de isopiezas representan el estado del acuífero en un momento determinado y han de estar referidos a una fecha determinada.

Cualitativamente, dado que son líneas equipotenciales, a partir de las isopiezas se puede obtener en primer lugar la dirección y el sentido del flujo subterráneo, (la dirección será perpendicular a las isopiezas, y el sentido el de los potenciales decrecientes). Por otra parte deben ser perpendiculares, también a los límites impermeables del acuífero.

Las zonas de recarga vendrán marcadas por una serie de isopiezas aproximadamente concéntricas con el valor más alto de potencial en la isopieza más interior; esta configuración implica un flujo divergente hacia el interior del acuífero.

Las áreas de descarga tendrán una configuración semejante pero la isopieza más baja será la del interior, lo que implica un flujo convergente hacia una zona, más o menos puntual, que constituye la descarga al exterior.

Si aplicamos la Ley de Darcy para calcular el caudal circulante por un tubo de flujo definido en un mapa de isopiezas, la expresión sería:

$$\bar{q} = a \cdot b \cdot K \cdot \bar{i}$$

Suponiendo que "a", anchura del tubo de flujo, sea constante, como el caudal circulante no puede variar a lo largo de todo el tubo de flujo, un aumento del gradiente hidráulico (que se manifestará en el plano por una aproximación entre sí de las isopiezas) implicará una disminución de la permeabilidad y/o del espesor saturado, y al contrario: un incremento en la separación de las isopiezas llevará consigo un aumento de la transmisividad por aumento de la permeabilidad y/o del espesor saturado.

La conexión acuífero-río también se pone de manifiesto en un plano de isopiezas: para que un río y un acuífero estén conectados hidráulicamente es necesario que en los puntos de corte del río con las isopiezas ambos tengan la misma cota; el río será "ganador" si el flujo subterráneo va desde el acuífero hacia él, y será perdedor en el caso contrario.

El caudal de agua subterránea ganado o cedido por el río estará en función de el área de su lecho, del espesor y la permeabilidad vertical de la capa de limos de su fondo, y de la diferencia entre el nivel del agua en el río y el nivel piezométrico en su entorno.

Caso de que la cota del lecho del río quede por encima de la zona saturada se dice que el río está descolgado y se produce una recarga constante en el tiempo, desde el río al acuífero, que se llama efecto ducha.

Cuantitativamente se puede calcular el caudal a través de un tubo de flujo; igualando los caudales en diversas secciones de un mismo tubo de flujo puede obtenerse la variación de la permeabilidad a lo largo de una línea de corriente conocido el valor de este parámetro en un punto. También puede obtenerse, calculando la velocidad real del agua subterránea a partir de la de Darcy, los tiempos de circulación del agua en el acuífero suponiendo flujo de pistón.

#### 4.16. OSCILACIONES DE NIVELES PIEZOMETRICOS

Tanto en acuíferos libres como en confinados o semiconfinados los niveles freáticos o piezométricos fluctúan a lo largo del tiempo. Dado que:

$$h = z + p/\rho g$$

que  $z$  es constante, y que  $p$  puede considerarse también constante a efectos prácticos, las oscilaciones de nivel ( $h$ ) estarán condicionadas por las variaciones de la presión hidrostática.

En el caso de un *acuífero libre* las variaciones de presión hidrostática en un punto del acuífero serán debidas a cambios en el peso de la columna de agua existente sobre el punto considerado (condicionado a su vez por la permeabilidad y el coeficiente de almacenamiento del acuífero), es decir, a procesos de recarga y descarga del acuífero. Los procesos pueden ser naturales (p.e. infiltración a partir de la lluvia o descarga por manantiales y ríos), o artificiales (p.e. bombeos de extracción o de inyección). Los procesos naturales suelen provocar oscilaciones de carácter regional, mientras que las debidas a los artificiales generalmente están más localizadas.

Cuando se trata de *acuíferos confinados* o semiconfinados las variaciones de la presión hidrostática debidas a la recarga y descarga naturales del acuífero suelen producir oscilaciones del nivel

piezométrico de escasa importancia; las oscilaciones más significativas suelen estar asociadas a las oscilaciones más significativas suelen estar asociadas a los bombeos (inyección o descarga). Otro tipo de oscilaciones características de estos acuíferos son las debidas a fenómenos que hacen variar la sobrecarga de materiales que confinan el acuífero (variaciones en la presión atmosférica, oscilaciones del nivel del mar, paso de un tren, etc.) son función de los módulos de elasticidad de éste y del agua.

Aunque desde el punto de vista puramente hidrogeológico las oscilaciones debidas a los cambios de presión atmosférica y a los cambios de nivel del mar son de escasa magnitud, en el campo de la ingeniería geológica pueden tener un interés puesto que a partir de ellas puede obtenerse "in situ" el Módulo de Elasticidad de la unidad geológica que constituye el acuífero confinado o semiconfinado: (Un estudio más detallado sobre este tema puede verse en Custodio y Llamas, (1976).

#### 4.17. HIDRAULICA DE CAPTACIONES

La Hidráulica de captaciones incluye la metodología que se utiliza para determinar los parámetros hidráulicos de los acuíferos, el funcionamiento de éstos, y a partir de ahí estudiar el comportamiento en el tiempo de una captación: los caudales de bombeo, y las afecciones que pudieran producir sobre el propio acuífero, sobre otras captaciones, y sobre ríos y manantiales del entorno.

Aunque por captación de agua subterránea se entiende toda obra que permite la extracción del agua contenida en los acuíferos, (en sentido más amplio pueden incluirse las inyecciones de agua en los acuíferos, basta con considerar el caudal de extracción negativo), nos referiremos aquí a las captaciones verticales o pozos, por ser las más comunes de las existentes y abordaremos exclusivamente la metodología clásica. Para el análisis de otro tipo de captaciones y de problemas complejos remitimos al lector a textos de hidrogeología de carácter específico, (Custodio y Llamas, 1976; Todd, 1980; Iglesias y Villanueva, 1984; De Marsily, 1986).

La metodología clásica de hidráulica de pozos considera los casos de acuífero libre, confinado, y semiconfinado, tanto en régimen permanente como en régimen transitorio.

La formulación resultante corresponde a

soluciones particulares de la ecuación de la continuidad teniendo en cuenta la ley de Darcy para la transferencia de caudales.

En sentido estricto la aplicación de la formulación exige el cumplimiento de las siguientes condiciones:

- a). Acuífero homogéneo e isótropo, de espesor constante, base horizontal, y de extensión infinita.
- b). El pozo es totalmente penetrante en el acuífero, es además la única captación existente en él, y su radio es de longitud despreciable.
- c). El agua tiene densidad y viscosidad constantes, y en todo momento es válida la ley de Darcy.
- d). No existe flujo natural en el acuífero, es decir el nivel inicial es horizontal.
- e). Durante el bombeo el flujo hacia (o desde) el pozo es radial y horizontal.
- f). El caudal de bombeo es constante y el volumen de agua almacenado en el pozo no tiene influencia en él; no existen pérdidas de carga en el pozo.
- g). El coeficiente de almacenamiento es constante en el espacio y en el tiempo, y el agua se libera (o se almacena) simultáneamente y proporcionalmente al descenso (o al ascenso) piezométrico. El descenso (o ascenso) producido por el bombeo en el infinito es cero.

Aunque es difícil que en la realidad se den todas estas condiciones, en la práctica y en la mayoría de los casos, se obtienen resultados muy aceptables.

Para todas las medidas se establece un sistema de ejes ortogonales en el que el de ordenadas es el eje de el pozo y el de abscisas la base del acuífero. El origen de tiempos es el inicio del bombeo.

La fórmula clásica es la siguiente:

#### A) REGIMEN PERMANENTE

- Acuífero confinado (Thiem, 1906)

$$s = \frac{Q}{2\pi T} \ln \frac{R}{r}$$

- Acuífero semiconfinado (De Gisee, 1930)

$$s = \frac{Q}{2\pi T} K_0 (r/B)$$

- Acuífero libre (Dupuit, 1863)

$$H_0^2 - H^2 = \frac{Q}{\pi K} \ln \frac{R}{r}$$

**B) REGIMEN TRANSITORIO**

- Acuífero confinado (Theis, 1935)

$$s = \frac{Q}{4\pi T} W(u)$$

$$s = \frac{Q}{4\pi T} \ln \frac{2,25tT}{r^2S}$$

(Aproximación de Jacob, 1946)

- Acuífero semiconfinado (Hantush, 1956)

$$s = \frac{Q}{4\pi T} W(u_1 r/B)$$

- Acuífero libre: En este caso, al ser la transmisividad variable en el espacio y en el tiempo, la solución es mucho más compleja. En la práctica, cuando los descensos que se producen son pequeños en comparación con el espesor saturado del acuífero, puede considerarse que la transmisividad es constante y aplicar entonces la fórmula de Theis o la de Jacob. También puede prolongarse, si la situación lo permite, el tiempo de bombeo hasta alcanzar régimen "quasi estacionario" y aplicar entonces Dupuit. En este último caso no es posible obtener el coeficiente de almacenamiento.

La simbología de estas ecuaciones es la

siguiente:

- $H_0$  nivel freático inicial (antes de comenzar el bombeo)

- $H$  nivel freático una vez alcanzado el rezume permanente.

- $s$  descenso provocado por el bombeo

- $r$  distancia a la que se mide el descenso

- $Q$  caudal de bombeo

- $T$  transmisividad del acuífero

- $K$  permeabilidad del acuífero

- $S$  coeficiente de almacenamiento del acuífero

- $t$  tiempo desde el comienzo del bombeo

- $R$  radio de influencia (distancia al pozo de bombeo a partir de la cual los descensos son nulos).

- $W(u)$  función de pozo;

$$u = \frac{r^2 S}{4Tt}$$

- $K r/B$  función del pozo

- $W(u, r/B)$  función de pozo;

$$u = \frac{r^2 S}{4Tt}$$

- $B$  factor de goteo;

$$B = \sqrt{\frac{T}{K'/b'}}$$

- $k'$  permeabilidad vertical del acuitardo

- $b'$  espesor del acuitardo

Puede observarse que en las ecuaciones que se refieren a régimen permanente no interviene el

coeficiente de almacenamiento. Las ecuaciones representan el cono de bombeo una vez estabilizado; a partir de este momento el agua que se extrae no procede del almacenamiento sino de una fuente de recarga externa, el acuífero es simplemente el conducto que transmite el agua desde la fuente de recarga hasta el pozo de bombeo.

En régimen transitorio el agua procede siempre del almacenamiento del acuífero, por eso los niveles no se estabilizan nunca en el tiempo. Sin embargo al ser el caudal de bombeo constante y al aumentar progresivamente la zona afectada por el bombeo, los descensos van disminuyendo a lo largo del tiempo, por lo que si este es lo suficientemente grande, aquellos pueden llegar a ser tan pequeños que se puede decir que se ha alcanzado un régimen "quasi estacionario"

#### 4.18. UTILIZACION PRACTICA DE LA FORMULACION CLASICA DE LA HIDRAULICA DE POZOS.

La aplicación de las fórmulas anteriores exige la toma de una serie de datos que se realiza mediante lo que se suele llamar un *ensayo de bombeo* o un *bombeo de ensayo*.

La interpretación de los datos obtenidos en estas pruebas tiene por objeto la evaluación de los parámetros hidráulicos del acuífero (Permeabilidad, Transmisividad, y en su caso Coeficiente de Almacenamiento, Factor de Goteo, y Coeficiente de Goteo), el conocimiento del comportamiento del sistema ante las extracciones que en él se producen, y la evaluación de la eficiencia y el rendimiento del pozo que se bombea.

La *eficiencia* del pozo viene dada por el cociente entre el descenso teórico, calculado a partir de los parámetros hidráulicos del acuífero y de la formulación teórica, y el descenso real medido directamente en el pozo de bombeo. La eficiencia lleva implícitas las pérdidas de carga que se producen al penetrar el agua en el pozo, y por tanto es un índice de la correcta (o no correcta) construcción del mismo.

El *rendimiento* del pozo se evalúa mediante un parámetro que se denomina *caudal específico* y que se define como el cociente entre el caudal de bombeo y el descenso que se produce supuesto éste último estabilizado. A las curvas caudal-descenso y caudal específico-descenso se les denomina *curvas características de un pozo*. Para expresarse con propiedad lo correcto, al referirse a resultados de extracciones en un pozo, es hablar de caudales específicos en lugar de caudales

simplemente.

El caudal específico tiene las mismas dimensiones físicas que la transmisividad y es directamente proporcional a ella, debido a esto, y a que es un parámetro más fácil y más económicamente medible, en muchos estudios se suele obtener la distribución de transmisividades a partir de una correlación estadística entre ambos parámetros.

La realización de un ensayo de bombeo lleva consigo la extracción de un caudal constante de agua de un pozo y la medida de descensos en el propio pozo y en uno o varios piezómetros a fin de obtener la evolución de los descensos en el espacio y/o el tiempo según el caso que se trate.

Para la aplicación de las fórmulas de hidráulica de pozos es conveniente utilizar los descensos correspondientes a los piezómetros, puesto que los medios en el propio pozo de bombeo estarán afectados por las pérdidas de carga, y por lo tanto falsearán los resultados que se obtengan.

También es necesario tener en cuenta que cuando se utilicen los ábacos que se citarán a continuación es preciso que, tanto los ábacos como el papel logarítmico utilizado para la presentación de los datos de campo, tengan un módulo logarítmico de la misma amplitud, solo así será posible la superposición de ambos gráficos.

#### A) REGIMEN PERMANENTE

#### 4.19. ACUIFERO CON VARIOS POZOS DE BOMBEO: PRINCIPIO DE SUPERPOSICION DE EFECTOS

Cuando en un mismo acuífero existen varios pozos de bombeo, el efecto producido en un punto cualquiera del acuífero es la suma algebraica del efecto que produce cada uno de los pozos actuando por separado. Este es el principio de superposición de efectos aplicable a las soluciones lineales de la ecuación de la continuidad, debido a que una combinación lineal de soluciones es a su vez otra solución, que cumple las condiciones de contorno del problema.

En el caso de acuíferos libres, al no ser lineal la ecuación que define el cono producido por los bombeos, no es aplicable el principio de superposición de efectos.

La ecuación puede transformarse en lineal tomando como variable la  $H^2$ . Cuando los descensos son pequeños en comparación con el espesor saturado del acuífero pueden aplicarse las ecuaciones lineales correspondientes al caso de que se trate.

#### 4.20. ACUIFEROS LIMITADOS. ENSAYOS DE RECUPERACION

En algunos casos el acuífero no tiene la extensión suficiente como para poder ser considerado de extensión infinita a efectos prácticos.

Los límites del acuífero pueden ser de dos tipos:

##### a). Límites o bordes impermeables.

Su característica esencial es que no permiten el flujo de agua a su través; se les suele denominar también "límites negativos", o barreras negativas.

El efecto en un campo de bombeo de un límite impermeable puede simularse por medio de un conjunto de pozos ficticios, simétricos con respecto a la barrera negativa a los que realmente existen, y bombeando con el mismo caudal (positivo o negativo) y durante el mismo tiempo que los pozos reales.

Debido al principio de superposición de efectos, estos pozos ficticios o pozos imagen, contrarrestan el efecto que en la zona de barrera producen los pozos reales haciendo que el flujo a través de ella sea nulo.

##### c). Límites o bordes de nivel constante

Si un acuífero está limitado por un lago, el mar, un río totalmente penetrante o él, o en general por un límite capaz de suministrar toda el agua que se le solicite sin sufrir variaciones de nivel apreciables, se suele decir que está limitado por una barrera positiva.

Las barreras positivas pueden simularse, en un campo de pozos, mediante un conjunto de pozos imagen, simétricos cada uno de ellos, con respecto a la barrera, de sus correspondientes pozos reales, y bombeando con un caudal de la misma magnitud pero de signo contrario al de su par.

De esta manera los pozos imagen anulan los efectos de los pozos reales en la barrera haciendo que los descensos en ella sean cero.

Otra aplicación del método de superposición de

efectos está en los llamados "ensayos de recuperación". Cuando se deja de bombear un pozo los niveles ascienden (recuperan); el efecto que se produce en el acuífero es como si se continuara el bombeo, pero en el momento de la parada se pusiera en marcha otro pozo, superpuesto al existente, bombeando el mismo caudal pero de signo contrario. Ambos pozos se diferencian, además de en el signo del caudal, en el tiempo de bombeo. Con esta premisa se trata de aplicar en cada caso la formulación que le corresponda de acuerdo con las características del acuífero.

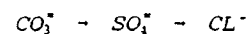
#### 4.21. HIDROGEOQUIMICA

El agua en la naturaleza, y en concreto el agua subterránea, no es agua pura químicamente sino que contiene sustancias disueltas.

Estas sustancias se incorporan al agua en la atmósfera durante la precipitación; en el suelo, en sentido edafológico, que es donde se producen los cambios más importantes en la química del agua subterránea debido a los procesos físicos químicos y biológicos que en esta zona tienen lugar, en concreto dos fenómenos influyen particularmente en esta zona: la capacidad del suelo para general ácidos, y para consumir la práctica totalidad del oxígeno existente; y en su movimiento en el acuífero a lo largo de las líneas de corriente.

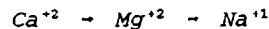
En función del tipo de suelo, (condicionado por la naturaleza de la roca madre, el tipo de vegetación y la climatología), y de su permeabilidad, el agua subterránea adquiere ya no se modificará sustancialmente a lo largo de su recorrido por el acuífero.

En el interior del acuífero, cuando la circulación tiene un carácter regional, el agua subterránea va aumentando progresivamente su contenido en iones disueltos en función de la distancia recorrida, la evolución normal en lo que se refiere a aniones es la siguiente:



es decir primero se saturan los carbonatos, luego los sulfatos y finalmente los cloruros que generalmente no llegan a saturarse.

En lo que se refiere a cationes, la evolución normal es:



Esta evolución o tendencia general se puede ver afectada por una serie de procesos químicos que pueden tener lugar en el acuífero, tales como fenómenos de oxidación reducción, fenómenos de intercambio iónico, precipitaciones, etc. (ver p.e. Freeze y Cherry, 1979, o Custodio y Llamas, 1976).

Al peso de materiales que resulta de evaporar un litro de agua se le denomina "residuo seco", mientras que al peso de todas las sustancias disueltas, sean o no volátiles, se le denomina total de sales disueltas (TSD). En general los dos valores son muy parecidos.

El agua subterránea puede llevar disueltos:

- Componentes Inorgánicos
- Componentes Orgánicos
- Componentes Gaseosos

Las concentraciones de estas sustancias se pueden medir en las unidades habituales, pero suele ser habitual expresarlas en miligramos / litro de disolución (mg/l), equivalente a partes por millón (ppm) dado que en la práctica totalidad de los casos se puede considerar que la densidad del agua es la unidad, o equivalentes / litro de disolución (eq/l), o miliequivalentes / litro de disolución (meq/l).

Los componentes Inorgánicos se suelen clasificar según la tabla xx (Davis y De Wiest, 1966).

Los Componentes Orgánicos suelen estar presentes en el agua subterránea a concentraciones generalmente más bajas que las de los componentes inorgánicos (0.1 a 10 mg/l). Suelen ser derivados de los ácidos fúlvico y húmico resistentes a la acción de los microorganismos.

Los gases más comunes disueltos en el agua subterránea son el nitrógeno, el oxígeno, el anhídrido carbónico, el metano, el sulfhídrico, y el óxido de nitrógeno. Los tres primeros suelen tener su origen en la atmósfera, y los tres últimos a procesos biogeoquímicos que pueden ocurrir en el suelo o en el acuífero y que pueden utilizarse como indicadores del ambiente hidroggeoquímico por el que se mueve el flujo subterráneo.

El análisis fisicoquímico determina la *calidad natural* de las aguas subterráneas. En él aparte de los componentes mayoritarios y algunos minoritarios (generalmente Carbonatados), Nitratos (que suelen ser índice de contaminación) y potasio, se determinan otros parámetros fisicoquímicos que también son índices de calidad: (definiciones y cifras según Custodio y Llamas, 1970).

- Conductividad: es la capacidad del agua para conducir la corriente eléctrica, es proporcional al contenido en sales disueltas y ha de estar referida a una temperatura determinada. Se mide en mhos/cm. Su inversa es la resistividad.
- Densidad: masa de un litro de agua, se mide en gr/cm<sup>3</sup>. La densidad de las aguas naturales está entorno a 1 gr/cm<sup>3</sup>, (la del agua del mar es de 1.025 gr/cm<sup>3</sup>).
- pH: Es el inverso del logaritmo de la concentración de iones hidrógeno. Mide la acidez y basicidad de las aguas. El pH de las aguas naturales suele estar entre 6,5 y 8. Valores fuera de este orden de magnitud son generalmente debidos a contaminación.
- Residuo seco y TSD: definidos anteriormente, suele variar entre 50 y 1500 ppm en las aguas dulces, el agua del mar tiene 35000 ppm.
- Alcalinidad: Es la capacidad del agua para neutralizar ácidos. Mide el contenido de iones hidrolizables, (el índice TAC hasta pH = 4,5 y el TA hasta pH = 8,3). Se mide en ppm de CO<sub>3</sub> Ca o en grados franceses (1 g.f. = 10 ppm de CO<sub>3</sub> Ca).
- Dureza: Es la capacidad de un agua para consumir jabón o para producir incrustaciones. Puede ser:
  - Total: Contenido total en Ca<sup>++</sup> y Mg<sup>++</sup>
  - Temporal: Total de Ca<sup>++</sup> y Mg<sup>++</sup> asociados a bicarbonatos y carbonatos en solución.
  - Permanente: Contenido en Ca<sup>++</sup> y Mg<sup>++</sup> después de la ebullición (precipitados los carbonatos).

Se mide en ppm de CO<sub>3</sub> Ca o en grados franceses. Generalmente suele estar entre 10<sup>3</sup> ppm y 300 ppm; el agua del mar tiene 1500 ppm.

- Demanda química de oxígeno (DQO): Capacidad de un agua para consumir oxidantes en procesos químicos. Mide el contenido en materia orgánica

oxidable y también de otras sustancias que consumen oxígeno ( $\text{Fe}^{++}$ ,  $\text{Mn}^{++}$ ,  $\text{NH}_4^+$ , etc), se mide en ppm de oxígeno tomado del permanganato potásico; su valor en aguas no contaminadas suele ser de 1 a 5 ppm.

- Demanda bioquímica de oxígeno (DBO): Cantidad de oxígeno necesaria para eliminar la materia orgánica contenida en un agua mediante procesos biológicos aerobios. Comúnmente se refiere a los 5 días. Se mide en ppm de  $\text{O}_2$ , en aguas subterráneas valores superiores a 1 ppm indican polución.

Los resultados de los análisis químicos, para una mejor comprensión e interpretación, se representan gráficamente, de esta manera es posible apreciar a simple vista la evolución espacial y/o temporal del agua subterránea de una determinada unidad hidrogeológica.

Los diagramas más simples son los de barras, en ellos se representan en dos columnas los aniones y los cationes, cuando las unidades escogidas son los eq/l (o meq/l) ambas columnas deben tener la misma altura. (Fig. 4.15).

Otros tipos de diagramas son los radiales, los circulares, y los Stiff que facilitan una rápida comparación de dos análisis diferentes (Fig. 4.16).

Cuando se trata de representar los resultados de varios análisis en un mismo diagrama se suelen utilizar los diagramas semilogarítmico de Schoeller, o triangular de Piper, (Fig. 4.17 y 4.18), este último además agrupa las muestras de agua según una serie de tipos de acuerdo con sus características químicas Fig. 4.19.

Además de las sustancias mencionadas en algunos casos presenta particular interés el estudio de los Isótopos Ambientales presentes en el agua. Estos son: Tritio, Carbono 14, Oxígeno 18 y Deuterio. Los dos primeros son radiactivos y los dos últimos no radiactivos, se llaman así porque se infiltran en el suelo a partir del agua de precipitación.

El Tritio y el Carbono 14 son útiles para la determinación del tiempo de permanencia del agua bajo el subsuelo. El tritio se puede utilizar para datar edades entre 0 y 30 años, y el Carbono 14 entre 500 y 30000 años.

El Deuterio y el Oxígeno 18 pueden ser útiles para identificar áreas de recarga y para el análisis de la relación entre aguas superficiales y subterráneas.

Un análisis detallado de la utilidad de los isótopos en hidrogeología, ambientales y no ambientales, puede encontrarse en Plata, 1972, Custodio y Llamas, 1976, y Fritz y Fontes, 1980.

#### 4.22. CONTAMINACION DE AGUAS SUBTERRANEAS

La palabra *contaminación* se aplica al agua cuando por la acción del hombre se altera alguna de sus propiedades naturales de tal manera que la hace inservible para cualquier de los usos a los que anteriormente podría haber sido destinada.

La contaminación de las aguas subterráneas presenta unas particularidades que la diferencian sustancialmente de la de las aguas superficiales:

Las aguas subterráneas no son visibles por lo que cuando se manifiesta la contaminación suele haber alcanzado una extensión considerable.

La velocidad del flujo subterráneo es habitualmente lenta por lo que el efecto de la contaminación puede tardar mucho tiempo en manifestarse, y además hace que la regeneración del acuífero sea inviable en la generalidad de los casos.

Dentro del mismo acuífero pueden tener lugar una serie de procesos (filtración mecánica, adsorción, absorción, reacciones redox, químicas y bioquímicas, dilución, precipitación, etc.) que atenuan los efectos de la contaminación.

Debido a esto la lucha contra la contaminación de los embalses subterráneos debe plantearse desde el punto de vista de la vigilancia y control, es decir, medidas preventivas.

La contaminación se deriva, como hemos dicho, de ciertas actividades del hombre, a grandes rasgos las tres actividades contaminantes fundamentales son:

- Domésticas
- Agrícolas y Ganaderas
- Industriales

Las dos primeras producen una contaminación de tipo químico y biológico, y la última fundamentalmente de tipo químico.

Como índices de contaminación se utilizan parámetros sobre los que ésta incide de forma particular

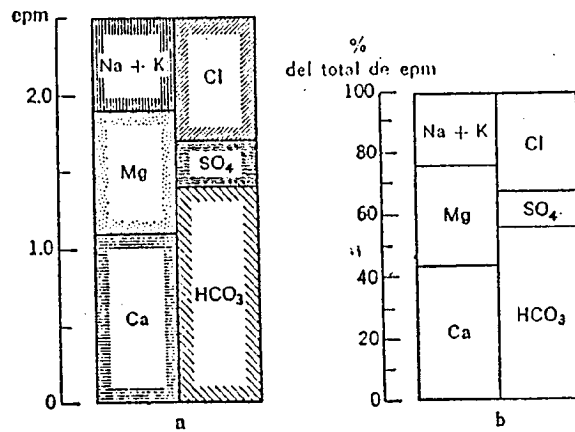


Fig. 15 — Representación columnar de un análisis químico de agua. a) Equivalentes por millón. b) Porcentaje del total de equivalentes. (Davis y De Wiest, 1966)

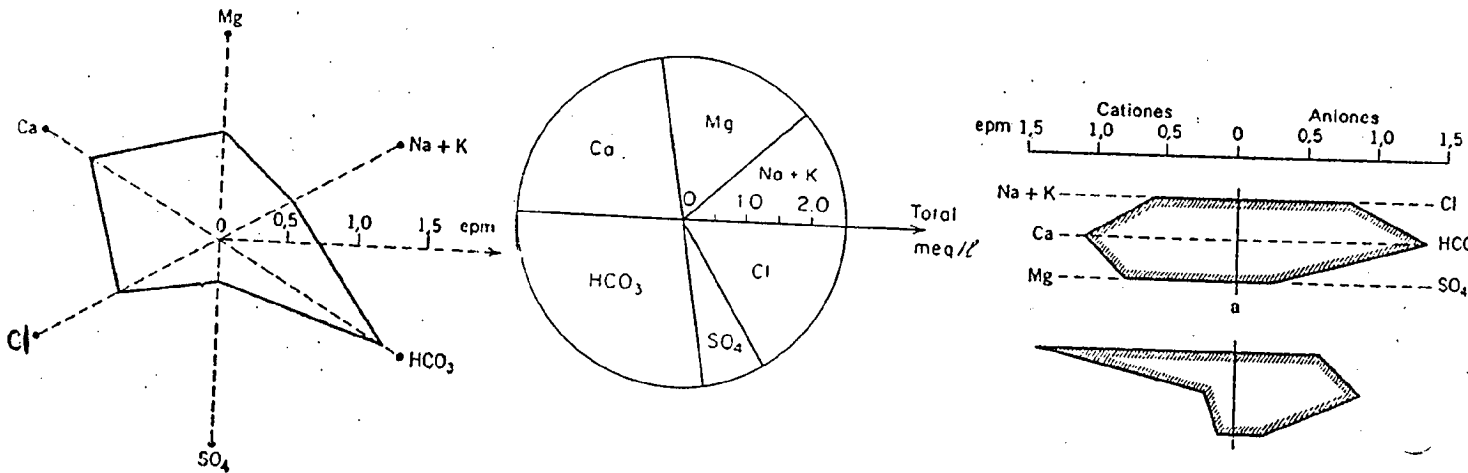


Fig. 16. Representación en diagramas radiales, circulares, y de Stiff. (Davis y De Wiest, 1966)





# HIDROGEOLOGIA

ANALISIS      REVISION

Diagrama

ESTUDIO: .....

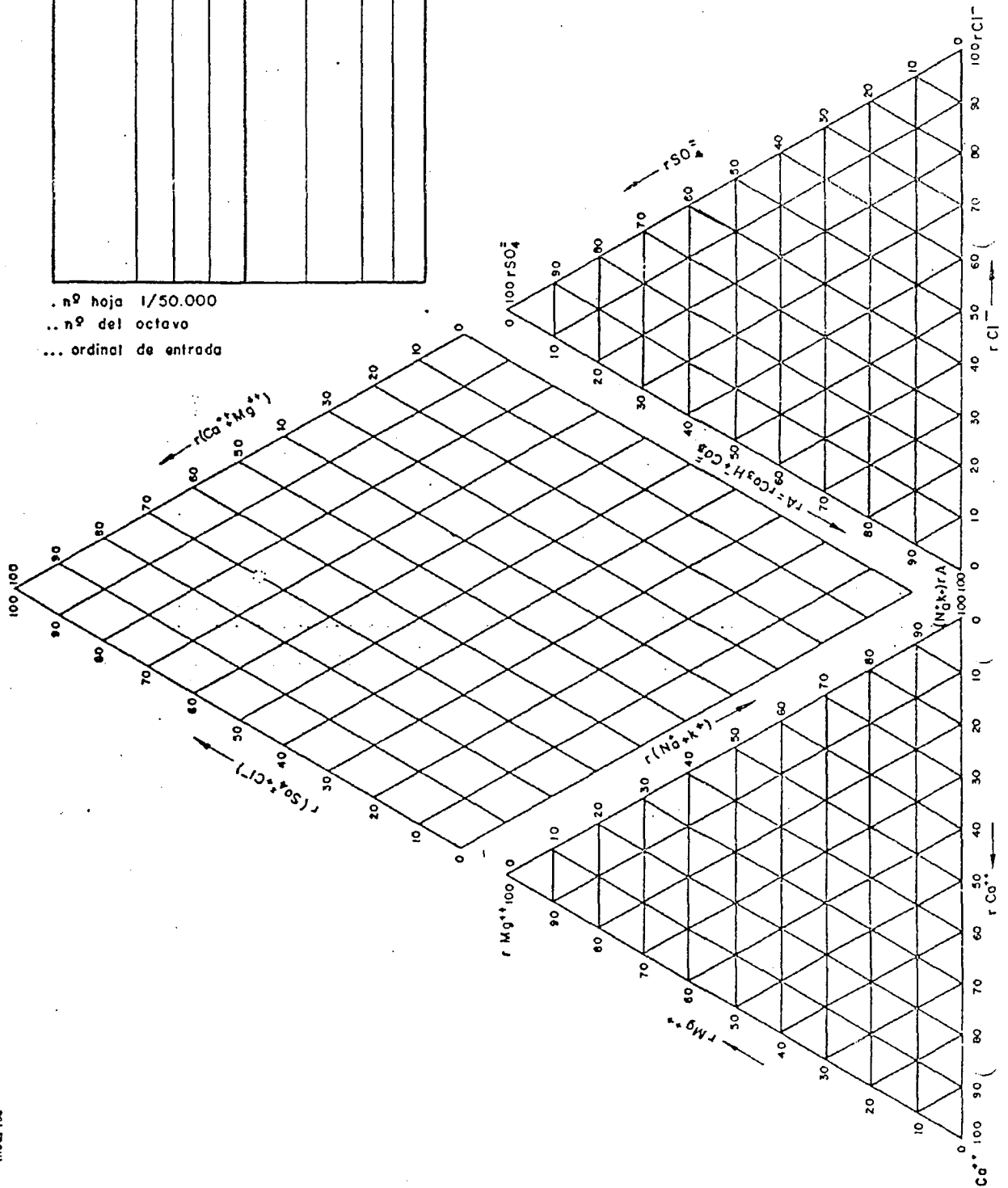
PIPER - HILL - LANGELIER: .....

ACUIFERO: .....

FECHA

MUESTRA				Residuo °C ppm	C µs/cm	TH	pH
Proced.	indice						

. n<sup>o</sup> hoja 1/50.000  
 .. n<sup>o</sup> del octavo  
 ... ordinal de entrada



#19.18

poniendo así de manifiesto su efecto:

Algunos de sus índices son:

- Temperatura: cualquier anomalía en este parámetro indica contaminación; importante porque condiciona el contenido de gases disueltos en el agua y en concreto del oxígeno disuelto.
- DQO: un valor superior a los 10 mg/l es índice de contaminación.
- DBO: valores superiores a 6 mg/l también indican posible contaminación.
- Valores de pH inferiores a 6 y superiores a 8.5.
- Los Nitratos, Nitritos, y Amoníaco indican contaminación de origen orgánico, los dos últimos indican contaminación reciente y/o proximidad al foco de contaminación.
- Presencia de concentraciones anómalas de elementos minoritarios o elementos traza.
- Presencia de sustancias tóxicas.
- Presencia de bacterias, particularmente de la familia de la coliformes.

Con respecto a las concentraciones en contaminantes que hacen inadecuada al agua para el consumo humano, debe consultarse la Norma Española de Potabilidad publicada en el Boletín Oficial del Estado el día 29 de junio de 1981.

#### 4.23. BIBLIOGRAFIA

AULT, K. (1982). A review of geochemical computers models for equilibrium calculations with applications in natural aqueous system. International Ground Water Modeling Center. Butler University. Indianapolis, Indiana.

BALL, J.M., JENNE, E.A. y NORDSTROM, S.K. (1979). WATEQ-2. A Computerized Chemical model for trace and major elements speciation and mineral equilibrium of natural water. Am. Chem. Society, Series 93, pp. 815-835.

BALL, J.M., JENNE, E.A. y CANTRELL, M.W. (1981). WATEQ-3. A Geochemical Model with Uranium Added. U.S. Geological Survey, Open File Report. pp. 81-183.

BACHMAT, Y., BREDEHOEFT, B., ANDREWS, B., HOLTZ, D., y SEBASTIAN, S. (1980). Groundwater Management: The use of numerical Model. Am. Geophys. Union. Water Resources Monograph. n. 25. 127 pp.

BELJIN, M.S. (1986). PUMPTEST. A Program Package for pump test data analysis. Int. Groundwater Modeling Center. Indianapolis. Indiana.

CAMPANA, M.E. (1975). Finite state model of Transport Phenomena in Hydrologic Systems. Ph. D. University of Arizona. Tucson.

CARRERA, J. (1984). Estimation of Aquifer Parameter under Transient and Steady-State Condition. PH D. University of Arizona. Tucson, Arizona.

CLEARY, R.W. y UNGS, M.J. (1978). Groundwater Pollution and Hydrology, Mathematical Model and Computer Programs. Rep. 78-WR-15. water Resources Program, Princeton University. Princeton, N.J.

CUSTODIO, E. y LLAMAS, M.R. (1976) Editores. Hidrogeología Subterránea. Omega. 2 tomos 2359 pp.

DARCY, H (1856). Les fontaines publiques de la ville de Dijon. París. V. Dalmont. 674 pp.

DAVIS, S.N. y DE WIEST (1966) Hydrogeology. Traducción al Castellano de Martínez Gil y Niñerola Plá (1971). Ariel. 563 pp.

DE GLEE, G. (1930). Over Groundwaterstrmingen bij wateronttrekking door middle von Putten. Tesis Doc. Delft. 175 pp.

DE MARSILY, G. (1986) Quantitative Hydrogeology. Groundwater Hydrology for Engineers. Academic Press. 440 pp.

DILLON, R.T., LANTZ, R.B. y PAHWA. S.B. (1978). Risk methodology for geologic disposal of radioactive waste: The Sandia Waste Isolation Flow and Transport (SWIFT) model. Rep SAND 78/1267. U.S. Nucl. Regulat. Comm. Rept. NUREG/CR-0424.

DUPOIT, J. (1863). Etudes theoriques et pratiques sur le mouvement des eaux dans les canaux decouverts et a traves les terrains permeables. 2 ed. París. Dunod. 304 pp.

- FREEZE, R.A. and CHERRY, J.A. (1979) Groundwater. Prentice Hall. 604 pp.
- FRITZ, P. y FONTES, J.C. (1980). Handbook of Environmental Isotope Geochemistry. Elsevier. Vol 1. 460 pp.
- HANTUHS, M.S. (1949) Plain potential flow of groundwater with linear leakage. Ph. D. Dissertation: University of Utah, 86 pp.
- HUYAKORN, P.S., WHITE, H.W., GUVANASEN, V., LESTER, B.H. (1986). TRAFRAP. A Two-Dimensional Finite Element Code for Simulating Fluid Flow and Transport of radionuclides in Fractured Porous Media. GEOTRANS Inc. Reston, Virginia.
- IGLESIAS, A. y VILLANUEVA, M. (1984). Pozos y Acuíferos. IGME. 426 pp.
- JACOB, C. (1940). On the Flow of water in an elastic artesian acuífer. Am Geophys. Union. Vol 72. p II pp 574-586.
- JAVANDEL, I., DOUGHTY, C., y TSANG, C.F. (1984). Groundwater Transport: Handbook of mathematical model. Water Resources Monograph 10. Am. Geophys. Union. Washington.
- KONIKOW, L. y BREDEHOEFT, J.D. (1978). Computer Model of Two Dimensional Solute Transport and Dispersion in Groundwater. U.S. Geological Survey Tech. of Water Resources Inv. 77/19.
- KKOL, J.B., PARKER, J.C. y VAN GENUCHTEN, M (1985). ONESTEP: A Nonlinear Parameter estimation Program for Evaluating Soil Hydraulic Properties from One-Step Outflow Experiments. Virginia Agricultural Experiments Station. Bull 85-3.
- PLATA, A. (1972). Isótopos en Hidrogeología. Alhambra. 328 pp.
- PRICKETT, T.A. y LONNQUIST, C.G. (1971). Selected digital computer techniques for groundwater resources evaluation. Illinois State Water Survey. Bull. 55.
- PRICKETT, T.A., NAYMIK, T.G., y LONNQUIST, C.G. (1981). A "Random Walk" Solute Transport Model for Selected Groundwater Quality Evaluation. Bull 65. Illinois State water Survey. 605 E. Springfield Ave. Champaigne. Illinois. 61820. 103 pp.
- PLUMMER, L.N., JONES, B.F. y TRESDELL, A.H. (1976). WATED-F: A Fortran IV version of WATED, a computer program for calculating chemical equilibrium of natural waters. USGS. Water Resourcer Investigation. 76-13. 61 pp.
- SAMPER, (1986). Statistical Methods of Analyzing Hydrochemical, Isotopic and Hydrological Data from Regional Aquifers. Ph. D. University of Arizona. Tucson, Arizona. 530 pp.
- SANFORD, W.E., y KONIKOW, L.F. (1986). A two Constituent Solute Transport Model For Groundwater having variable density. U.S.G.S. Water Resources Investigation. Report 85-4279. Washintong. 88 pp.
- THEIS, C.V. (1935) The relation between the lowering of the piezometric surface and the rate and duration of discharge of a well using groundwater storage. Trans. Am. Geophys. Union. v. 16, pp 519-524.
- THIEM, A. (1906) Hydrologische Methodem. Leipzig. Gebhardt. 56 pp.
- TODE, D.K. (1980) Groundwater Hydrology. 2 ed. Wiley. 535 pp.
- TRESCOTT, P., PINDER, G. y LARSON, S. (1976). Finite diference model for aquifer simulation two dimensions with results of numerical experiments. USGS, Tech. for water evaluation. B. 7. Chap. C-1.
- VAN GENUCHTEN, M. y ALVES, W.J. (1982). Analytical Solutions of the one dimensional convective-dispersive solute transport equation. U.S. Dep. of Agric. Tech. Bull. 1661. 149 pp.
- YEH, G.T. (1986). Review of parameter identification procedures in groundwater hydrology: the inverse problem. Water Resources research. 22. (2). pp 95-108.

## CAPITULO 5

### INTRODUCCION A LA GEOMORFOLOGIA

#### 5.1. INTRODUCCION

##### 5.1.1 Consideraciones generales

La Geomorfología, tal como refiere su etimología, es la ciencia que se ocupa del análisis de las formas de la Tierra.

Partiendo de una superficie geométrica (actual y evidente) tal cual es la topográfica, la Geomorfología trata de descomponerla en unidades y/o elementos según un sistema de relaciones entre: geometría-dinámica-tiempo. Es así como se pueden reconstruir las diferentes configuraciones de esa superficie a través de la historia de la Tierra.

Todas las configuraciones o sucesión de formas terrestres, son el producto de una dinámica transformadora que, al igual que en otros campos de las ciencias de la Tierra y como consecuencia de su actividad, introduce en la Geomorfología una serie de principios básicos, tales como: el del Actualismo, base de toda correlación temporal; el de los rasgos modeladores diferenciales; el de la secuencia evolutiva de los procesos y formas asociadas; el de la complejidad de las formas; el de los sedimentos correlativos, todos ellos señalados por varios autores. Creemos necesario añadir el del finalismo del relieve que podemos basar en las aportaciones de Davis a la Geomorfología; sea la evolución cíclica, lineal o mixta, los fundamentos físicos de la dinámica implican que todo relieve tiende a un mínimo energético, el cual sólo se consigue con una topografía "casi llana". Que lo realice o no, es algo que no invalida el fundamento teórico. La presencia de estados estacionarios o transitorios, tendiendo a prolongar situaciones intermedias en un equilibrio dinámico, puede retardar la evolución, pero dada su inestabilidad, no anula la tendencia hacia ese final.

De acuerdo con sus fundamentos, los contenidos de la Geomorfología se han estructurado de muy diversas maneras: Unas veces se hace en *tipos de relieve*, grandes conjuntos megageomorfológicos, y *formas del modelado*, elementos geométricos de detalle;

otros en *morfoestructura*, formas asociadas a la disposición y composición de los materiales, *morfodinámica*, o conjunto de procesos morfogenéticos, *morfoclimatología*, análisis de las relaciones clima-modelado, y *morfoevolución*, análisis de las secuencias o sucesiones de formas. Finalmente otro enfoque también muy extendido, establece una *geomorfografía*, descripción, medida, representación, distribución geográfica, etc. de las formas; *geomorfogénesis*, o análisis de los procesos morfogenéticos y *geomorfología evolutiva*, tal cual ya se señaló.

Sea cual fuere esa estructuración de los contenidos, cualquier esquema de causalidad en Geomorfología debe basarse en un principio fundamental: el de la *interacción dinámica*.

##### 5.1.2 Los métodos de clasificación del relieve y su modelado: la Unidad Geomorfológica como referencia

Al igual que en otros campos de la Geomorfología, en los métodos de clasificación del relieve, se dejan sentir dos tendencias muy netas; una más preocupada por lo configuracional y las correlaciones espaciales, otra más analítica y, por tanto, dirigida hacia correlaciones genéticas y evolutivas. La primera tiene su apoyo en las "Regionalizaciones geográficas", la segunda en los métodos analíticos de las ciencias "Histórico-naturales".

Las unidades derivadas del primer método, son más globales e incluyen otros parámetros que los puramente geomorfológicos; clima, suelo, vegetación, usos del suelo, además de la forma, se trata de establecer zonas, regiones, paisajes, etc.

Métodos basados en este tipo de clasificaciones fisiográficas fueron los utilizados por *Fenemman (1928)* para compartimentar el Territorio de los Estados Unidos de Norteamérica en *provincias y secciones fisiográficas*. También, aunque ligeramente distanciado de ese método de Fenemman, entran en este contexto las clasificaciones *fisiográficas* de la Península Ibérica, realizadas por Eduardo Hernández Pacheco (1932, 1955) y Juan Dantín Cereceda (1922,

1945). En esta vía se encuentran algunos trabajos de *cartografía fisiográfica* que se realizan en la actualidad (Ref. Pedraza et al 1985).

En la misma línea de clasificaciones "regionales", se encuentran los métodos que dividen la Tierra en *zonas o regiones morfogenéticas y/o morfoclimáticas* y, ya convergentes con los métodos genéticos, en *sistema de procesos climáticos* (Ref. Peltier 1950, Budel 1963, Wilson 1968).

En el segundo grupo de métodos, el objetivo prioritario es la búsqueda de una *unidad* con capacidad universalizadora a nivel genético, evolutivo y, por extensión, configuracional. Aquí es donde se generó una gran preocupación por las *categorías del relieve*, la *jerarquización* y la *correlación*, no tanto a nivel Territorial como conceptual.

El punto de partida de este segundo grupo de métodos, podemos situarlo en los trabajos de W.M. Davis que dieron pie a las clasificaciones *genéticas*. Según su conceptualidad (Ref. Davis 1899) hay diferentes formas o *unidades del relieve* de acuerdo con: la modalidad del *proceso* (fluvial, glacial, árido, etc.), la *estructura geológica* sobre la que actúa dicho proceso y el *tiempo* que dura o permanece estable esa actuación (así se marcan unos *estados evolutivos* referenciales que se conocen como: *juvenil, maduro y senil*). El planteamiento directo de la consideración de la *unidad geomorfológica*, se debe, no obstante, a los trabajos de Von Engel (1948).

En el momento presente, los métodos de clasificación del terreno, están muy condicionados por la aplicación en diferentes áreas y trabajos. Sin ser muy distinto a los mencionados y/o los realizados en otros lugares, el que marca esta nueva etapa es el desarrollado en la C.I.S.I.R.O. australiana y conocido como de los *Land Systems o Tipos de Terreno*. En todos los casos (hay ejemplos en diferentes países, ver Pedraza y Garzón, 1987) se trata de establecer unas *categorías* del relieve con ordenes de implicación progresiva; parámetros más definidores a medida que aumenta la categoría de la porción territorial determinada (Fig. 5.1). De esta manera pueden "simularse comportamientos del Territorio frente a una actuación" o "establecerse homogeneidades histórico-evolutivas como resultado de un proceso o grupo de ellos".

Esa capacidad cartográfica y esa potencialidad de simulación, son las que han condicionado la aplicación de estos métodos en:

*Agricultura*, elaborando mapas de *Capacidad Productiva; gestión y uso del suelo*, con mapas de *asociaciones de suelos* y su posterior evaluación; *Ingeniería Civi*, con mapas de unidades evaluables por sus condiciones de sustrato, recubrimientos, estabilidad, etc., también iniciado en la División Geomecánica de la C.I.S.I.R.O. (métodos convergentes son los usados por el I.G.M.E. en los mapas *geotécnicos* para la *ordenación del territorio*); *Planificación Territorial*, aplicación más extendida, pues la misma definición de las unidades, hace que sean la base de toda planificación física; *Bancos de Datos sobre el Medio Físico*, al aportar un sistema territorial de codificación que sirve para estructurar los datos almacenados por procedimiento automático y, finalmente, *Docencia e Investigación*, ya que, aparte de los ensayos sobre los diferentes métodos, posibilita una regionalización, cartografía y correlación territorial apta para esos fines, fundamentalmente en Geología y Geografía.

### 5.1.3 Cartografía Geomorfológica

La representación o "mapificación" de las formas del terreno, es una labor fundamental en Geomorfológica, ya que posibilita establecer la *configuración y distribución espacial* de dichas formas.

A pesar de los intentos, para ello hay una comisión específica dentro de la U.G.I. (ver Pedraza et al. 1988), no se ha llegado aún a aceptar una leyenda unificada. Esto no impide la generalización de tendencias metodológicas y de simbología.

Desde el punto de vista metodológico, independientemente de las escalas que se utilicen, hay dos grupos básicos de *mapas*: los *parciales* y los *totales*. En los primeros se cartografía exclusivamente un rasgo definido, sean pendientes, secuencias de formas, agentes del modelado, etc., es decir, se establecen *morfometrías, morfografías, morfogénesis o morfocronologías*. En los segundos se unifican y seleccionan todos esos contenidos en base a una cartografía general.

Dentro de esos mapas generales pueden utilizarse dos sistemas, el de la cartografía de *unidades* y, dentro de ellas, sus elementos componentes, o el de la cartografía de formas sin una referenciación directa de su categoría. El uso de uno u otro sistema incide directamente en el tipo de leyenda, no tanto en la simbología, tal como puede comprobarse en los mapas geomorfológicos publicados por el I.T.G.E. en la serie M.A.G.N.A.

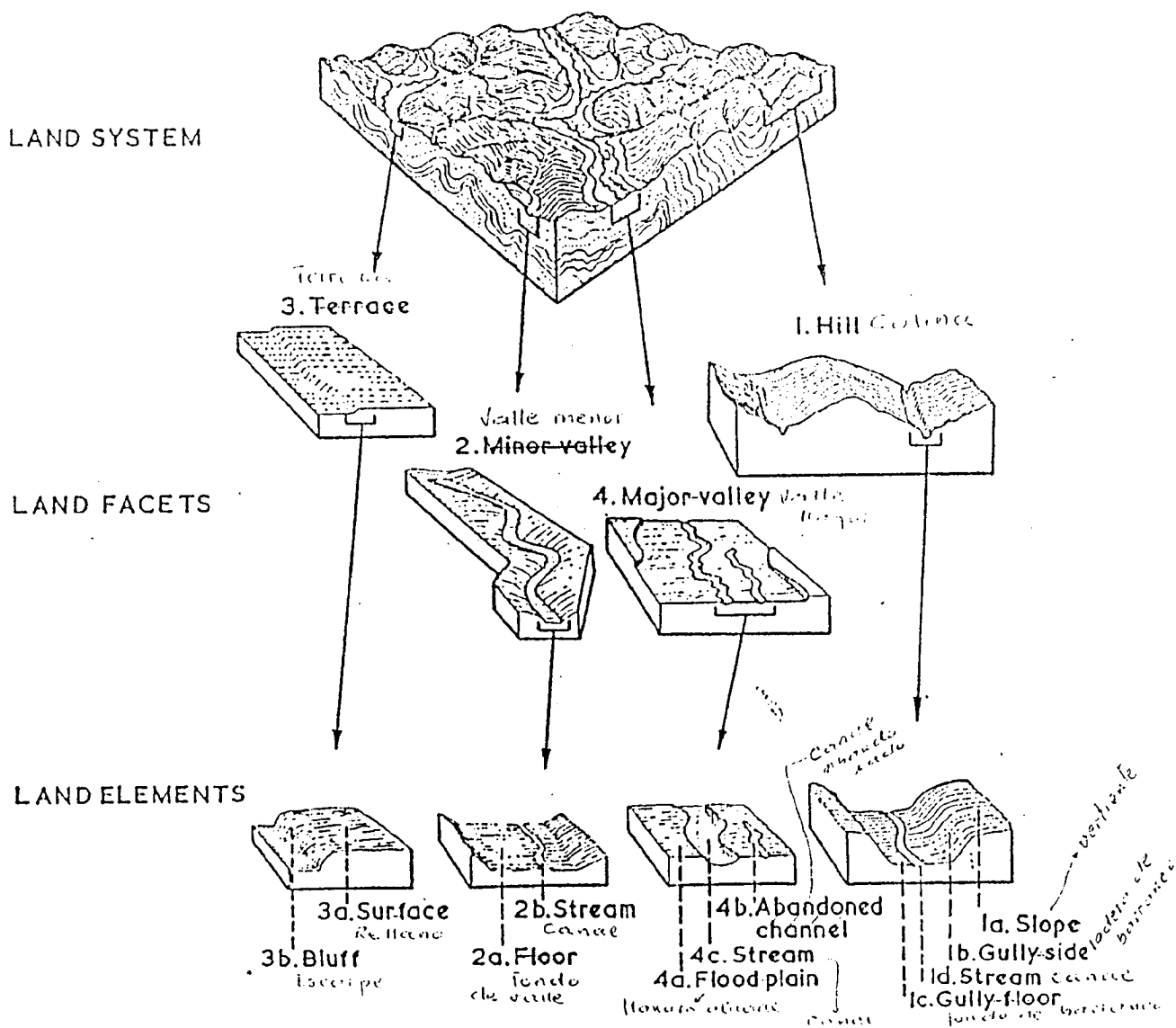


Fig. 5.1.- Esquema mostrando la estructuración del relieve en los métodos de clasificación de terrenos (Land Systems) (según P.J. Beaven, 1976).

Aquella, la simbología, a pesar de la falta de unificación, sigue unas pautas generales y, en gran medida, están contenidas en un manual que ya fuera publicado hace años (ver Demek, 1972).

Anotemos, sin embargo, que en España han sido frecuentes las cartografías siguiendo la leyenda francesa, de la cual se hizo en su día una traducción al castellano (Ref. CNRS, 1970).

## 5.2. PROCESOS EXOGENOS

### 5.2.1 Morfogénesis y procesos exógenos

Para la clasificación de estos procesos, deben tenerse en cuenta los *agentes* característicos (corrientes de agua, hielo, ciclos de hielo-deshielo, viento, gravedad, etc.), sin entrar en el grado de dependencia que éstos tengan respecto a los factores meteorológicos (lo cual servirá para la mayor o menor eficacia del proceso en cada contexto climático, pero no para clasificarlo). Partiendo de esos *agentes* y según la modalidad, intensidad, eficacia, etc. de sus *acciones* (fundamentalmente erosivas, de transporte y sedimentación) se llega a unos *resultados o productos* (sean formas del relieve, depósitos asociados a una forma, suelos, etc.) con lo cual queda configurado *el proceso*.

Frecuentemente estos fenómenos son aludidos como "procesos del modelado". Esto es una simple abstracción, mediante la cual puede hacerse una aproximación, adecuada para muchos fines, entre: Procesos constructivos o generadores del relieve como conjunto (la *morfoestructura*, para algunos autores), *endógenos* en general, por un lado, frente a procesos destructivos o modeladores de dichos relieves (la *morfoescultura*, para esos mismos autores), *exógeno* en general, por el otro.

Sea como fuere, la MORFOGENESIS de una UNIDAD ha de ser entendida en un contexto regional, en base a la asociación de unos procesos, o *sistema morfogenético*, a través del tiempo; es decir, de acuerdo con una *interacción dinámica y una sucesión de procesos elementales*, pues se trata de productos que se sitúan en un espacio geográfico y una evolución geológica. Señalemos que hasta el momento quizás el único modelo que, no sólo en Geomorfología sino en las Ciencias de la Tierra, ha considerado tal interacción es el de Davis (1899) o "ciclo de erosión" luego matizado por Penck (1924). Si bien, a la luz de las aportaciones de la Tectónica global, Neotectónica, Geomorfología

climática, etc. debe de ser matizado, su fundamento sigue siendo válido y digno de consideración.

Teniendo en cuenta lo anterior, los procesos que analizaremos a continuación son *sistemas de acciones o procesos elementales polivalentes* (contribuyen a la Morfogénesis, Petro o Sedimentogénesis, Edafogénesis, etc.) y empleados en Geomorfología dan pie a la definición de configuraciones mínimas, esto es: *elementos geomorfológicos* (sean propios o sobreimpuestos de o a una *unidad*).

### 5.2.2 Procesos de Meteorización

#### a.- Características del proceso

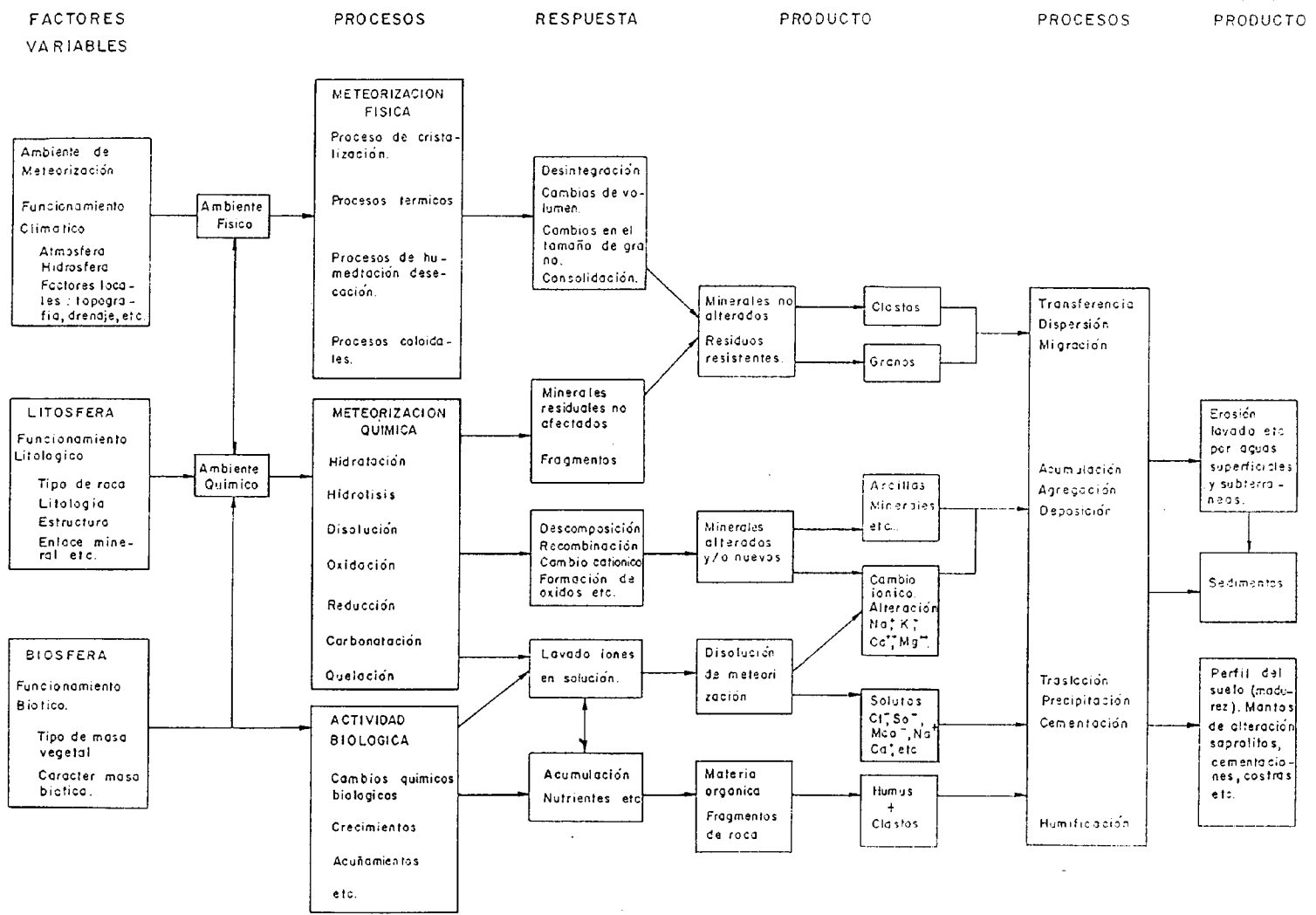
Reiche en 1950, define la meteorización como "*la respuesta de los materiales dentro de la litosfera, en condiciones de proximidad o contacto con la atmósfera, hidrosfera, biosfera*".

Las variadas y complejas acciones que intervienen en estos procesos quedan bien resumidas en la Fig. 5.2 del original de Brusden (Ref. Embleton y Thormes, 1979). En base a dicha figura se establece en la meteorización:

- 1) Un movimiento de materiales y rocas hacia niveles más estables donde el enlace mineral, formado bajo condiciones de alta presión y temperatura en el interior de la Tierra, se ajustan a las nuevas condiciones ambientales de presión atmosférica y bajas temperaturas en superficie.
- 2) Cambios irreversibles que producen desplazamientos desde estados masivos a otros clásticos o plásticos.



Fig. 5.2.- Diagrama general de los factores y procesos de meteorización (en Emberton y Thornes, 1979).



- 3) Cambios de volumen, densidad, tamaño de grano, consolidación, superficie, permeabilidad, etc.
- 4) Formación de nuevos minerales, agregados, solutos, etc.
- 5) Presencia de ciertos minerales resistentes que quedan como residuos.
- 6) Transferencia, traslación, dispersión, agregación y concentración de minerales y yacimientos.
- 7) Preparación de la roca para la subsiguiente erosión y transporte.
- 8) Producción de nuevas formas del terreno y depósitos.

Todo esto se produce por transformaciones físicas y químicas de los materiales. Las primeras (que generalmente conducen a la *desintegración* de la roca, sea en partículas, granos, cantos, bloques, etc.) se realizan fundamentalmente por acciones mecánicas de rotura con fenómenos tales como: empapamiento-deseccación, crecimiento de cristales, sean de hielo, salinos, etc., termoclastismo, crecimiento de plantas, etc. Las transformaciones químicas, en las que tienen papel destacado los organismos biológicos (y que generalmente conducen a la *descomposición* de las rocas) se realizan mediante procesos como la hidrólisis, hidratación, disolución, oxidación-reducción, carbonatación y quelación.

Tipo de material y ambiente climático son, en una primera aproximación, factores determinantes de la modalidad y efectividad de estos procesos. Topografía, estructura, hidrología, contribuyen a recalcar o suavizar los efectos de esos factores básicos.

En ambientes desprovistos de humedad, fríos o cálidos, es prácticamente imposible todo tipo de meteorización, sea física, o química: ni termoclastismo, ni crioclastia, asociados a esos ambientes, han demostrado eficacia en ausencia total de humedad. Por otro lado, ciertos tipos de meteorización son claramente asociados a determinadas litologías: hidrólisis, a los silicatos; disolución a rocas carbonatadas, salinas, yesíferas; hidratación, también a esas últimas; oxidación a ferruginosas, etc.

Textura, porosidad, ideomorfismo de los cristales, etc., son propiedades de las rocas que, unidas a su composición, dan mayor o menor efectividad al proceso. Así *Birkeland*, en 1974, establecía una escala

según la resistencia a la meteorización de las rocas: cuarcita, sílex → granito, basalto → arenisca, limolita → dolomía, caliza.

Dadas sus condiciones de formación, han sido los minerales silicatados los que se han tomado como referencia para medir estabilidad (*durabilidad*) o meteorización (*alterabilidad*) y así determinar diversas relaciones entre ambientes climáticos y meteorización.

La estructura tectónica, fallas, fracturas, diaclasado, pizarrosidad, etc., controlan preponderantemente la desintegración e, indirectamente, la descomposición al facilitar la penetración del agua.

La topografía presenta, en principio, modalidades contrapuestas que pueden resumirse en: pendiente suave → concentración de humedad → descomposición y desarrollo de grandes perfiles de meteorización, frente a pendientes fuertes → escorrentía rápida → desintegración y renovación rápida, de la superficie expuesta por los fenómenos de escorrentía. Al mismo tiempo, pendientes suaves implican estancamiento de la meteorización a partir de un momento, por falta de renovación de superficies expuestas, efecto contrario al que se produce en pendientes lavadas. De este modo han de valorarse ambos procesos, concentración de humedades y renovación de superficie expuesta, para llegar a establecer en una vertiente la eficacia del proceso de meteorización.

Humedad y temperatura son determinantes en cualquier tipo de meteorización. Teniendo en cuenta éstas y el clima a que se asocian, se han establecido diversas relaciones con la meteorización y a diferentes escalas, así: *macro*, *meso* y *microescala*.

A *macroescala* se determinan, básicamente, relaciones zonales. La desintegración se asocia a zonas de cambios notables de temperatura con humedad muy variable (húmedo-seco, frío-calor, hielo-deshielo, hidratación-deshidratación). La descomposición a unas temperaturas menos contrastadas, altas en general y con humedad abundante.

Dicha seriación está bien definida en la hidrólisis de los minerales silicatados.

A *mesoescala*, se establecen cálculos más detallados mediante índices variados: para calcular zonas de predominio de desintegración o descomposición; lavado y acidificación de diferentes autores;

índices de frost o helada, utilizados también para testificaciones del comportamiento de obras de ingeniería, etc.

Finalmente a *microescala* se trata de calcular variaciones locales en función de exposición, humedad local, etc. todo lo cual puede distorsionar, en puntos concretos, la tendencia general calculada a *meso* y *macroescala*.

La *hidrosfera* funciona, sobre todo a nivel subsuperficial, con lavado y concentración de elementos tal como se representa en la Tabla 5.1. y la *biosfera* con su actividad en fenómenos mecánicos, roturas por crecimiento de plantas, y químicos proporcionando materia orgánica y otros productos.

#### b.- Productos de la meteorización

Tal como se indicó al principio, la meteorización implica transformaciones en la roca y, por ello, la aparición de unos productos, en especial nuevos materiales.

Si la meteorización es escasa, en general hidrataciones, oxidaciones, de algunos minerales, no suele producirse movilización de los elementos componentes de la roca y ésta conserva su textura, fábrica, yacimiento, etc.; así se forma el *saprolito*. Este, dada su fácil desagregación, suele tener interés en rocas industriales y, en algunos casos, en minería metálica a base de explotación de *monteras meteorizadas*, ligeramente.

En meteorizaciones más intensas, suele ser importante el trasiego de material a través de *perfil de meteorización*, zona que se define entre la superficie y la zona de contacto entre la roca fresca y alterada o *frente de meteorización*; todo ello configura una *zona móvil*. En dicha zona son frecuentes los *enriquecimientos*, ya sea por "pseudoconcentración", al ser lavados unos elementos y aumentar la proporción en otros, ya sea por verdaderas concentraciones, al ser lavado un elemento y precipitar en otra zona del perfil formando incluso yacimientos explotables; caso frecuente en algunos minerales como el cobre.

Sea por intensidad o permanencia, la mayor eficacia de la meteorización, hace que se consolide la zona móvil, llegando a formar lavados intensos que reducen la roca a verdaderos *residuos*. Dichos *residuos pueden estar mezclados con partes poco meteorizadas, saprolitos, con material superficial arrastrado por*

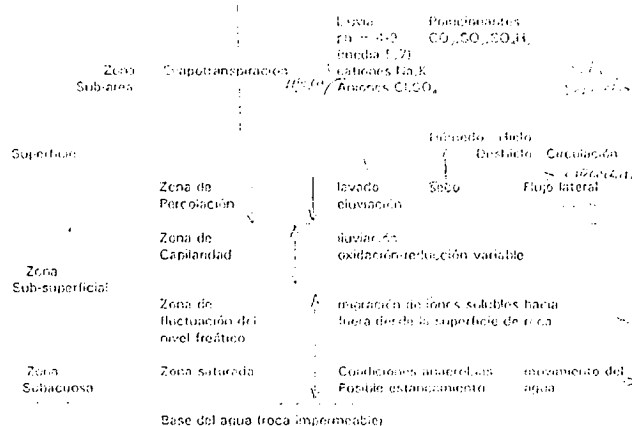


Tabla 5.1.- Características básicas de las principales zonas hidrológicas (según Keller 1957).

*procesos erosivo-sedimentarios (aluviones, coluviones, tills glaciares, depósitos eólicos, etc.). La dificultad que frecuentemente se presenta para separar todos estos productos: saprolito, residuos, formaciones superficiales, e incluso la zona móvil, hace que todos ellos se agrupan en un denominador genérico, el regolito.*

Concentraciones *residuales* frecuentes son: *la terra rossa* (residuos o impurezas procedentes de rocas carbonatadas y formadas por arcilla, óxidos de hierro, a veces sílice); *la arenización o grus* (residuos de rocas silicatadas, especialmente granitoideas, enriquecidas en cuarzo por migración de otros elementos); *arcillas residuales* (restos de rocas carbonatadas, salinas, etc. de alto contenido en impurezas, o de silicatados en un proceso de hidrólisis parcial) *óxidos e hidróxidos*, fundamentalmente de hierro y aluminio como *residuos* de la hidrólisis total y que, en zonas cálidas-húmedas, pueden formar concentraciones como las *lateritas* (término de amplia discusión, asociado a las corazas, sean ferruginosas, sean aluminicas, aunque inicialmente Buchanan lo definió en 1807 como una "arcilla roja endurecida conteniendo mucho hierro") y *bauxitas*; *fosfatos*, a veces residuos de la meteorización de rocas carbonatadas ricas en fosfatos.

Aunque la meteorización contribuye de forma destacada a la preparación del material para la actuación de los agentes del modelado, no suele definir por sí misma formas específicas. Quizás y aunque necesite del concurso de otros procesos, la karstificación es el relieve más asociable a la meteorización. Formas kársticas (de rocas solubles) y pseudokársticas (de rocas desagregables), sobre todo los lapiaz y pseudolapiaz, dando *pilancones o cacholas (gnamas), tafonis,*

*acanaladuras (Rill o Rillen)*, son estudiados como productos directos de la meteorización.

También las *cretas* (término genérico para denominar todo tipo de tramos endurecidos en el perfil edáfico o en el de meteorización, a veces aludidos como *corazas*, *costras*, y hoy generalizados cualquiera que sea su cemento) llegan a dar relieves característicos de plataformas, mesas, páramos, etc., debido a la erosión diferencial.

### c.- Balance de la meteorización

Ya sea para la investigación de estos procesos, ya para los trabajos aplicados, es necesario conocer grados y velocidades en la transformación meteórica de la roca. Con ese fundamento se han generalizado diversos índices.

Corbel en 1959, generó una serie de cálculos para macizos karstificados tratando de evaluar la cantidad de carbonato movilizado, en base a los *análisis químicos de las aguas de meteorización*, (así establecieron  $S = fQTn/10^{12}AD$ , si es posible conocer el caudal, siendo S carbonato movilizado en mm durante un período dado, T es la media total de *dureza* en ppm ( $mg\ l^{-1}$ ), A es la superficie de la cuenca en  $Km^2$ , D es la densidad de la roca,  $1/n$  es la fracción de la cuenca ocupada por la roca carbonatada, f es un factor de conversión,  $f=1$  si Q se expresa en litros,  $f=1.000$  si Q se expresa en metros cúbicos). A partir de los datos de Corbel autores como Goudie (1970), Willing y Webb (1978) y otros, desarrollaron diferentes fórmulas con el mismo fin (ver Goudie 1981).

Hig y Hanna en 1970 desarrollaron *instrumental específico* para medir la pérdida de roca y que denominaron "dial M.E.M" (de Micro Erosión Meters). También las "tablas de roca", cálculos del material "filtrado" en mallas, sacos, etc., tiene el mismo fundamento (ver Goudie 1981).

Lo *análisis cualitativos*, métodos arqueológicos y geológicos, se basan en el estudio de variaciones de superficies topográficas calculadas a partir del análisis de monumentos, yacimientos arqueológicos, superficies morfológicas, etc. "antes y después" de la meteorización.

La determinación de escalas o grados de alteración se basan en parámetros muy variados: *espaciado de fracturas*, *variación de esfuerzos*, *porosidad*, *relaciones roca/suelo*, *textura*, *coloración*, etc. Así se ha llegado a diferentes grados de meteorización, tal como

los presentados en la Tabla 5.2.

También ciertos *análisis químicos*, sobre todo en rocas cristalinas, establecen grados de meteorización, teniendo en cuenta relaciones de permanencia frente a movilización de ciertos minerales. Así Krauskopf en 1967, basa su análisis en la permanencia de la *alúmina* a lo largo del proceso y por ello, en el aumento de peso relativo en el conjunto de la roca meteorizada. Ruhe en 1975 utiliza las *Relaciones de meteorización* (R.W.) para minerales pesados (zircon + turmalina/anfiboles + piroxenos) y ligeros (cuarzo/feldespato); Reiche en 1950 define los *índices de potencial de meteorización* (WPI)  $(100(K_2O + Na_2O + CaO + MgO - H_2O/SiO_2 + Al_2O_3 + Fe_2O_3 + TiO_2 + FeO + CaO + MgO + Na_2O + K_2O))$  y el *índice producto* (PI)  $(100 SiO_2/SiO_2 + TiO_2 + Fe_2O_3 + FeO + Al_2O_3)$ . Estos se basarán en la pérdida de Si movilidad de cationes, frentes al crecimiento de aguas con iones hidróxilo, para el WPI, y el decrecimiento del PI indica decrecimiento de la sílice.

Otra relación es la de JENNY (1941), *factor de lavado* (LF)  $(K_2O + Na_2O/SiO_2 \text{ roca alterada}/(K_2O + Na_2O)/SiO_2 \text{ en la roca originaria})$ .

Todos estos cálculos precisan el conocimiento de la composición del material original (ver Goudie 1981).

### d.- Repercusiones de la meteorización

La modificación que experimenta la roca, a través de la meteorización, implica también una modificación en las propiedades físicas y químicas, por ello tiene interés en agronomía e ingeniería civil.

Los suelos, como entes edáficos (no mecánicos, ya que en ingeniería civil el suelo es equivalente a regolito), se desarrollan sobre material autóctono (término que trata de referir, de un modo muy preciso, los materiales no generados por procesos actuales o subactuales) si éstos han experimentado un proceso de meteorización previa.

La interacción *meteorización-edafogénesis*, no debe ser entendida como una entidad; un *perfil de meteorización es un conjunto de materiales que presenta diferentes grados de alteración; un perfil edáfico es un conjunto de horizontes desarrollados por procesos muy variados, tales como: lavado, precipitación, eluviación, iluviación, acumulación orgánica, etc. El primero puede llegar a variar decenas de metros, el segundo, en casos extremos, a algún metro.*

Tabla 5.2.- Clasificación de las rocas según su grado de meteorización (en Cooke et. al 197 )

Grado	Grado de descomposición	Reconocimiento en el campo (según Fookes & Horswill 1969)		Características geotécnicas de la roca
		suelo (roca no consolidada)	Rocas (no consolidadas)	
VI	Suelo	El suelo original ha sido modificado por completo a uno de nueva estructura y composición, en equilibrio con las condiciones existentes en el subsuelo.	La roca está decolorida y completamente transformada en un suelo en el que la fábrica original de la roca ha desaparecido. Hay amplios cambios de volumen.	Inutilizable como soporte con importantes cimentaciones de hormigón. Pendientes inestables si desaparece la cobertura vegetal.
V	Completamente alterada	Suelo decolorido y alterado sin trazas de la estructura original.	Roca decolorida y transformada en un suelo pero se conserva la fábrica original. Las propiedades de el suelo dependen en parte de la naturaleza de la roca original.	Puede ser excavada fácilmente sin el uso de explosivos inutilizable para la cimentación de grandes obras (cierres de gravedad, bóveda, etc.). Puede ser utilizada para cimentación de obras medias (cierres normales o de tierra)
IV	Fuertemente alterada	Suelo alterado en su mayoría con pequeños y ocasionales litorelictos del suelo original. Escasos o nulos trozos de la estructura original.	Roca decolorida; discontinuidades a través de la que penetra la alteración que, sin embargo, no afecta al conjunto de la roca.	
III	Moderadamente alterada	Suelo formado por grandes litorelictos decoloridos y separados por material alterado. Penetración de la alteración hacia el interior por las discontinuidades.	Roca decolorida, en superficie y penetrando en discontinuidades. La roca intacta es perceptible con menos claridad que la roca fresca.	
II	Débilmente alterada	Material compuesto de bloques angulosos de suelo fresco que pueden o no estar decoloridos. Se presenta una débil deterioración a favor de discontinuidades.	La roca puede estar débilmente decolorida, particularmente en las proximidades de las discontinuidades. La roca fresca e intacta no pueden ser destruidas.	
I	Roca fresca	Suelo no decolorido ni debilitado debido a la alteración.	Roca no decolorida ni debilitada u otros efectos debidos a la alteración.	

Catenas edáficas y toposecuencias de meteorización, presentan con frecuencia estrecha relación, también las calidades productivas del suelo, su fertilidad, depende a veces de la provisión de ciertos elementos minerales.

En Ingeniería civil interesa, ante todo, conocer las nuevas características del material afectado; deformación ante esfuerzos compresivos o distensivos, porosidad, elasticidad, etc., son cálculos básicos para esos fines ingenieriles.

En general la meteorización conduce a un deterioro en las propiedades geomecánicas de la roca; ello es normal si se tiene presente que dicho proceso implica el debilitamiento o rotura de enlaces entre minerales, granos y masas de roca. Diversos análisis muestran esas variaciones; así: es notable la pérdida en la *elasticidad* y *densidad*, frente al aumento en el contenido de *humedad* y *porosidad*.

Finalmente anotemos las consideraciones que sobre la meteorización han de tener presentes en lo referente a la conservación de monumentos histórico-arquitectónicos, máxime en zonas sometidas a ciclos de hielo-deshielo, industriales y costeras.

### 5.2.3. Procesos Gravitacionales y evolución de vertientes.

#### a.- Planteamiento: delimitación del proceso

Sin duda la gravedad actúa en muchos procesos exógenos, como un agente *intermedio*, es decir, moviliza una masa de agua o hielo que, a su vez, es el verdadero *agente* del proceso y, por tanto, el *medio* de desplazamiento de la masa de terreno. En el caso de los procesos gravitacionales no existe tal *intermedio* y asistimos a una *autotraslación* de dichas masas, como consecuencia directa de la acción gravitatoria.

Es frecuente que estos procesos aparezcan referidos como *procesos* o *movimientos en masa*. Sin duda muchos de ellos entran en ese contexto, aunque no todos, pues el movimiento de autotraslación de partículas, granos, bloques, etc. es frecuente; se entiende, pues, que *proceso gravitacional* es identificable con *procesos* o *movimientos en masa*, sólo si por los segundos entendemos todo fenómeno de *autotraslación* generalizando el término "*en masa*" frente al término "*en medio fluido*" o "*en medio plástico*", lo cual, sin duda puede prestarse a más confusiones que usar el de *gravitacional*.

Que la gravedad esté "asistida" por agua, hielo, viento, etc. no implica excepcionalidad para estos fenómenos ya que, en todo caso, habría que hablar de la "desasistencia a la cohesión o al rozamiento" para que se produzca la autotraslación y no de "asistencia" a la gravedad.

En suma: por *procesos gravitacionales* se entiende todo un conjunto de fenómenos cuyo agente característico es la gravedad, en tanto que es desencadenante directo de una acción de *autotraslación* a través de las *laderas*, *vertientes*, etc. que actúan como medio en tanto en cuanto *soporte inerte*.

Modalidad de estos procesos, principios físicos, ocurrencia y riesgo asociado, son tratados en otro apartado de esta obra (ver capítulo *....*), aquí nos interesan en tanto en cuanto constituyen el principal proceso de evolución de las vertientes, ya sea de forma individual ya sea asociados a las aguas de escorrentía pluvial ya a los procesos penglaciaros.

Recordemos aquí únicamente que la modalidad de estos procesos es variada y su clasificación ha sido objeto de múltiples trabajos. De todos ellos destacan los de Sharpe (1938), como pionero y los de Varnes (1958, 1975), Hutchinson (1968), como más definitivos.

Sea como fuere, entendemos que los principales movimientos de material a través de las vertientes se producen por *caída*, *deslizamiento*, *flujo* y *creep*. Su diferenciación procede de la masa movilizada, velocidad de proceso, frecuencia, aleatoriedad del proceso, conexión con el sustrato, variaciones estacionales y conservación o deformación de la masa movilizada.

#### b.- Evolución de las vertientes

Las implicaciones de los procesos gravitacionales en referencia civil, minería y riesgos naturales es notable (ver capítulo *....*), sin embargo, aquí nos interesa destacar su papel en el modelado de las vertientes.

En principio estos procesos se organizan tal como se presenta en la figura 5.3a, que muestra las relaciones causa-efecto de forma resumida.

La *pendiente*, como geometría básica que define por articulación todas las formas de relieve, es o debería ser el fundamento de los análisis morfográficos. De hecho así se consideró durante una serie de años en los que la clasificación, medida, tipología, etc. de esos elementos geométricos mínimos tuvo un gran desarrollo. Ejemplo de ello son algunas de las consideraciones

que se presentan en la figura 5.3. b y c.

Junto a ese análisis *morfográfico*, incluso antes, surgieron toda una serie de modelos *genético-evolutivos*.

Un primer grupo de ellos se ha centrado en *analogías*, tratando de asociar *geometrías tipo* y *procesos característicos*, sean pedológicos, geomorfológicos, etc., en esta línea están los establecidos por L.C. King (1962) (Fig. 5.4.a), Troeh (1965) (Fig. 5.4 b) y Dalrymple et al. (1968) (Fig. 5.4 c).

La generalización de los análisis de vertiente, laderas, etc. llega con los modelos *evolutivos* y su inserción en el campo de la predicción y referenciación matemática. Aquí surge el problema de la limitación entre un análisis concreto de elementos y el del relieve mismo como conjunto. De cualquier manera los estudios en este campo son destacados, así:

Una primera etapa corresponde a los trabajos de Davis, Penck, L.C. King y otros. En ellos realmente se alude a la evolución del paisaje y quizás sólo sea Penck el que aborda la pendiente como tal en su morfología y génesis. El clasifica las pendientes según su génesis en *concavas*, predomina la erosión sobre la elevación tectónica, *convexas*, ocurre lo contrario y *rectilíneas*, hay equilibrio entre ambos procesos. También Penck (op. cit.) sienta las bases de la modalidad evolutiva que, reafirmada por L.C. King (1953), daría bases a la teoría del *retroceso paralelo* (Fig. 5.5).

La etapa posterior se caracteriza por el desarrollo de *modelos matemáticos*, genético-evolutivos-predictivos. En ellos se trata de llegar a formas geométricas "tipo", que se ajustan a ecuaciones determinadas y a unos procesos definidos. Es en este campo, donde destacan autores como Scheidegger (1961, 1961a), Hirano (1968), Young (1972) etc.

Dentro de esos modelos matemáticos, unos son más *analíticos*, y tratan de asociar proceso-respuesta, concretando medidas de campo y calculando el perfil evolutivo para un proceso, varios, un clima dado, etc. (Fig. 5.6). Otros casos son modelos de *simulación* en que se estudia proceso y se confeccionan las sucesivas posiciones por donde puede pasar el perfil (Fig. 5.7).

Aunque en los últimos años los estudios de este tipo han sufrido una ralentización notable, sus aportaciones han sido, como hemos visto, grandes, llegándose a confeccionar modelos cartográficos específicos.

El problema de su utilización en la geomorfología actual, deriva del desacuerdo entre el análisis morfográfico y el morfogenético. De hecho los tipos de perfiles y su modalidad evolutiva son muy concretos, mientras que los procesos generadores tienen gran variedad de lo que se derivan múltiples convergencias; concluir, pues, una asociación *proceso o procesos específicos-tipo de pendientes, ladera, vertiente, etc.* es, en muchos casos, mera especulación.

En continuidad con lo anterior hemos de señalar que tratar aquí estos temas, obedece a una tónica general que ha asociado la pendiente, ladera, etc., a los procesos gravitacionales, aunque conviene tener en cuenta que la evolución de esos elementos del relieve es consecuencia de infinidad de procesos exógenos, casi todos, y muy especialmente: periglaciares, eólicos y pluviales o fluviales incipientes (entendiendo por tales la arroyada, sea en manto, o lámina, "sheet wash", en reguero o "rill", en sufusión o "piping", en acanaladura o "gully", etc.).

#### 5.2.4. Procesos Periglaciares

##### a.- Delimitación del agente, características generales del proceso

El término *periglaciario*, creado para significar un tipo de ambientes (Lozinski, 1909), se generalizó después a todo un grupo de procesos, cuyo agente característico son los cambios de fase del agua en paso a *sólido-líquido*.

Zonas con *permafrost*, o suelo helado permanente, zonas de hielos ocasionales, estacionales, etc., es decir, con *ciclos de hielo-deshielo* y zonas *nivales*, es decir con nieve más o menos persistente, estacional, etc. sin llegar a formar hielo glaciar; todos ellos conjunta o individualmente, verifican los procesos generalizados como *periglaciares*.

Aún cuando diversos autores (ver Washburn, 1979) han ensayado la clasificación de estos procesos, aún está por establecer una relación adecuada entre: modalidad del proceso-eficacia transformadora en el paisaje-ambiente climático-distribución geográfica, etc. De cualquier modo todo parece indicar que los fenómenos de *rotura* son mucho más generalizables que los de *deformación*; los primeros parecen darse en todo tipo de ambientes con condiciones mínimas de hielo-deshielo, los segundos únicamente en zonas de permafrost o similares (continuo, discontinuo, artico, alpino, etc.).

Convexa Convex (Aufsteigende)	
Concava Concave (Absteigende)	
Rectilinea Straight or Rectilinear (Gleichförmige Entwicklung)	
Convexo-concava Convex-Concave Slopes without Straight Element sin elementos rectilíneos	
Convexo-concava Convex-Concave Slopes with Straight Element con elementos rectilíneos	
Complex Slopes (polygenetic and/or structural-control)	

Fig. 5.3a.-

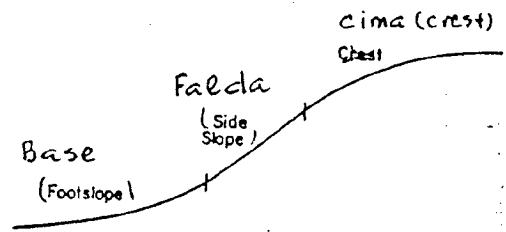


Fig. 5.3b.- Elementos en el perfil de una vertiente (términos alemanes en paréntesis) (en Selby, 1982).

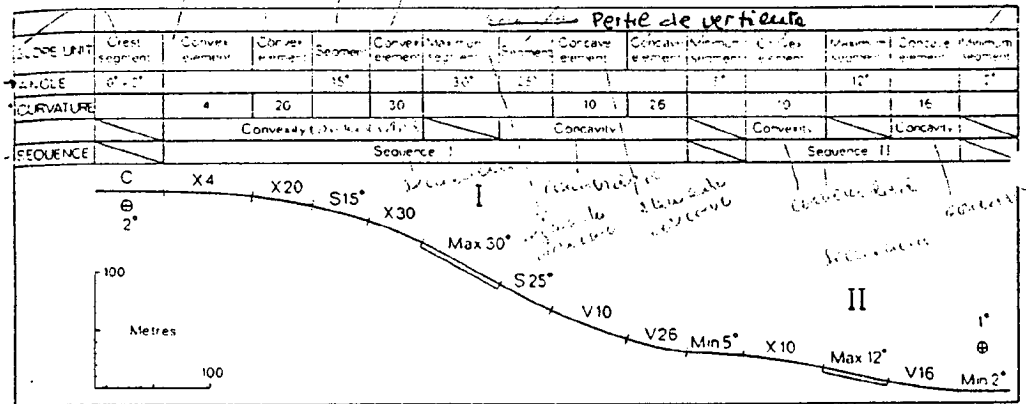


Fig. 5.3c.- Terminología más común empleada para definir los tramos básicos de una vertiente (en Selby, 1982)



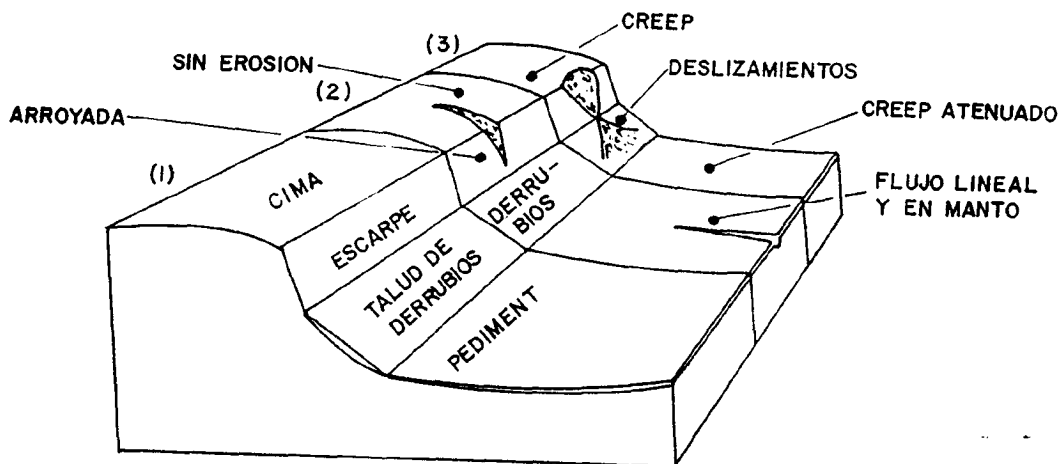


Fig. 5.4a.- Tipos de vertientes y procesos asociables (modelo estandar). (según L.C. King, 1962).

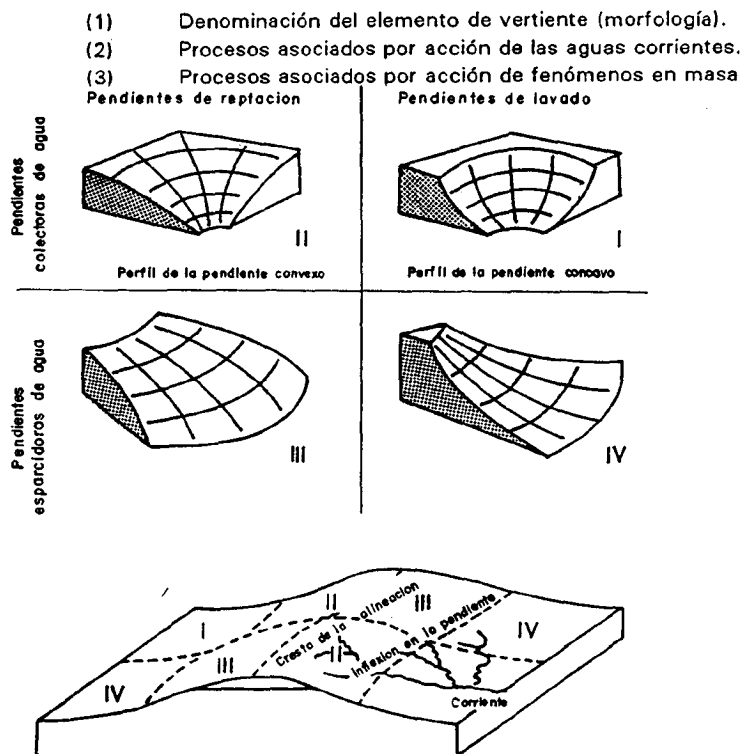


Fig. 5.4b.- Clasificación de los elementos de pendiente en una vertiente de acuerdo con su morfología y los procesos posibles (según Troeh, 1965).

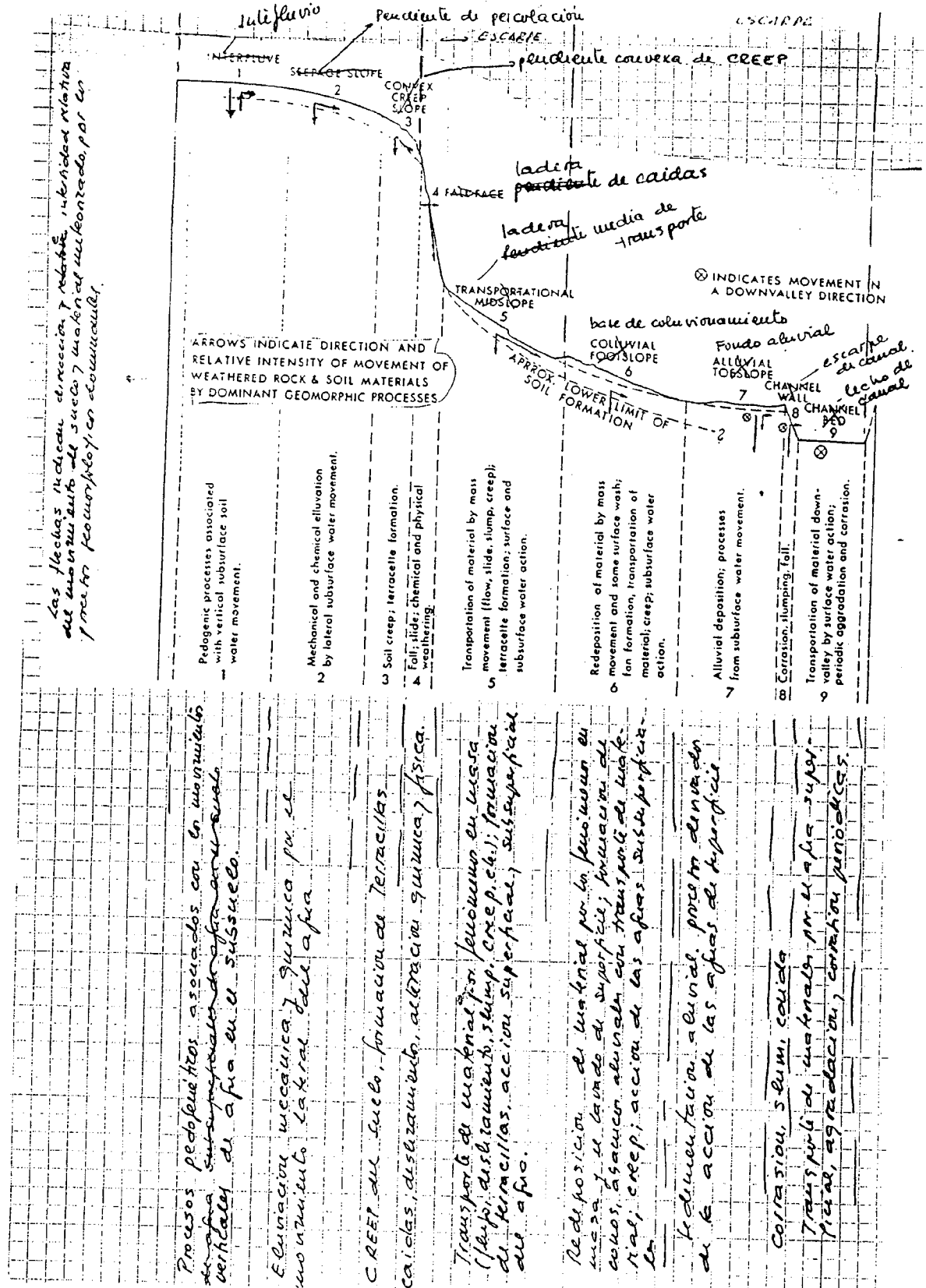
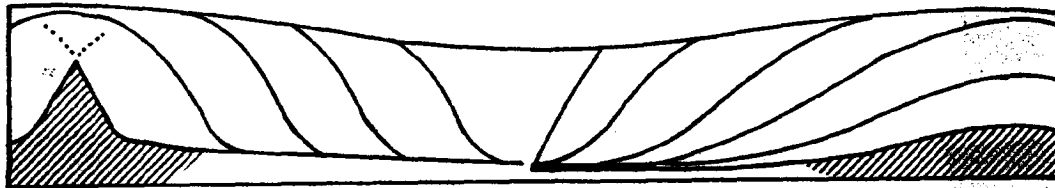
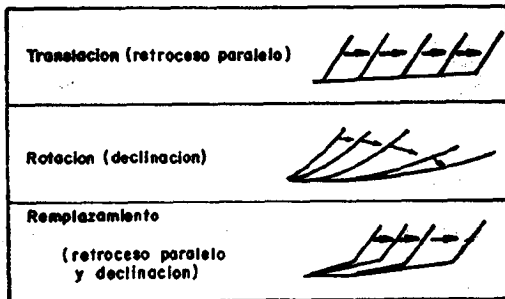


Fig. 5.4c.- Representación esquemática de la morfología y procesos asociados en una vertiente tipo (según Dalrymple et. al 1968).

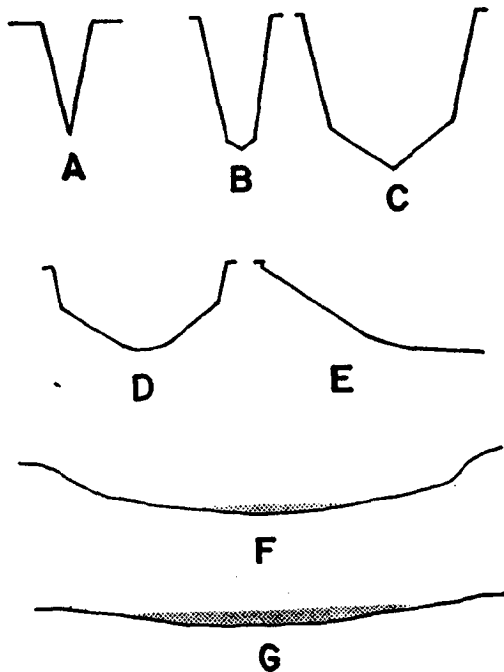
Fig. 5.5.- Algunos modelos sobre la evolución de las vertientes.



a) Según W. Penck (Izquierda) y Davis (derecha)  
(Según Davis (1932), en Fairbridge 1968)



b) Esquema general de tipos de evolución (en Selby 1982)



c) Diagrama de Wood; "ciclo de las vertientes" (Wood 1942, en Fairbridge 1968).

A - Vertientes sin recubrimiento evolucionando por erosión de sustrato hasta definir formas de pendiente constante como B Y C.

La evolución posterior, como consecuencia de la meteorización y el lavado por las aguas de lluvia, hace disminuir las pendientes pasándose a los estados D y E.

Este proceso estabiliza la pendiente que evoluciona muy lentamente presentando relleno aluvial, F. su proceso determina en la "casi llanura o penillanura.

Fig. 5.6.- Modelos analíticos de perfiles de vertientes.

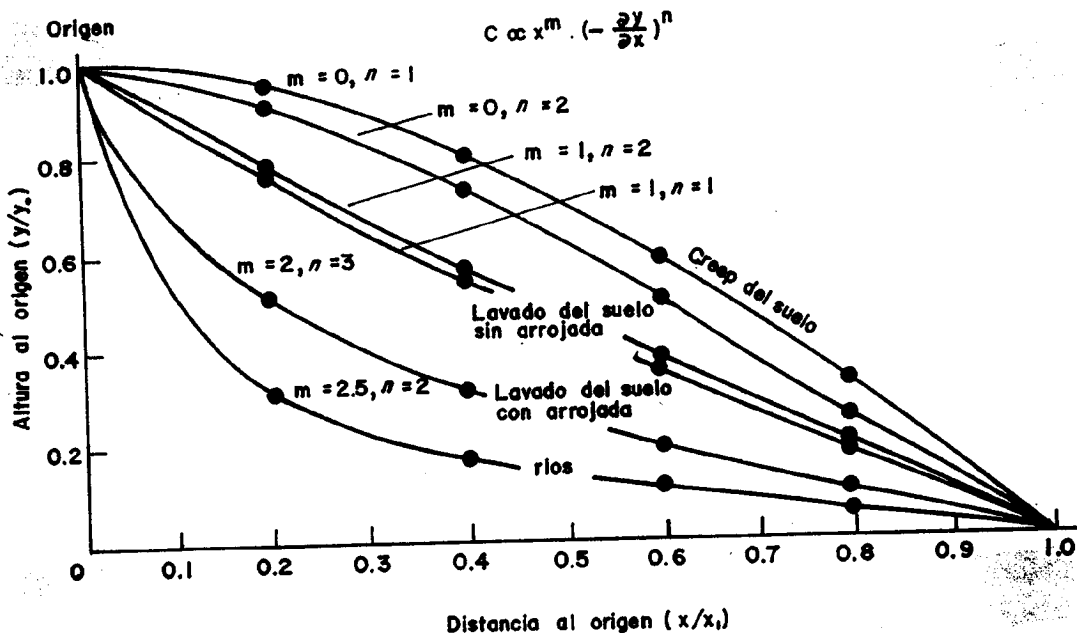
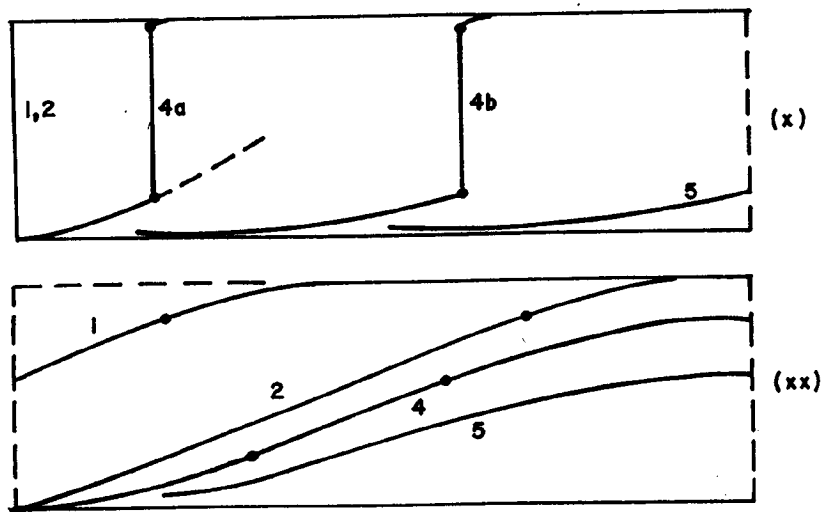


Fig. 5.6a.- Formas características de perfiles de vertientes, asociados a diferentes procesos de denudación. (según Kirkby 1971, en Carson y Kirkby 1972). (m y n son exponentes que dependen del tipo de vertientes).

Fig. 5.6b.- Tipos de perfiles desarrollados en areniscas masivas.

- (x) en ambiente semiárido.
- (xx) en ambiente húmedo templado.



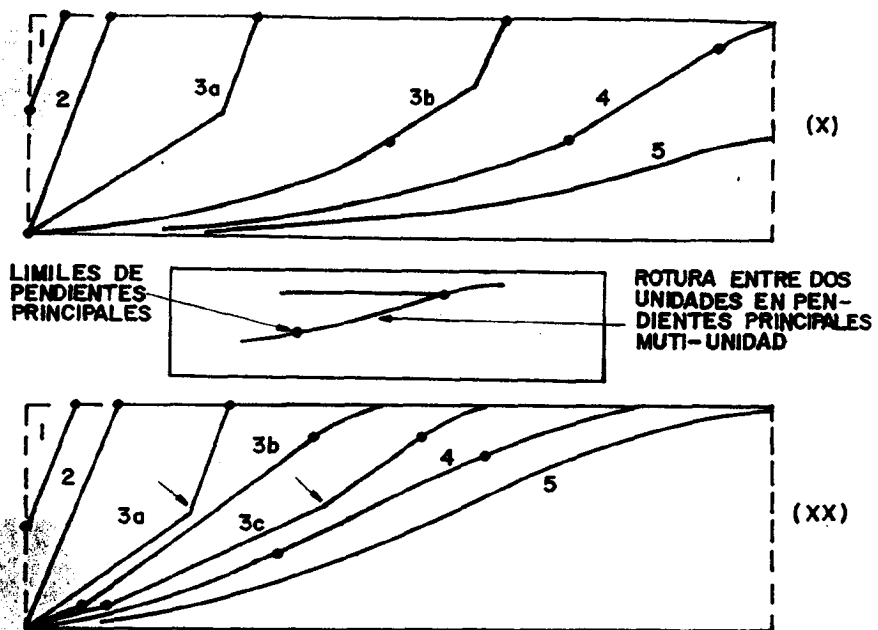


Fig. 5.6b<sub>2</sub>.- Perfiles de vertientes desarrollados en rocas diaclasadas (red apretada).

(x) en ambiente semiárido  
 (xx) en ambiente húmedo-templado

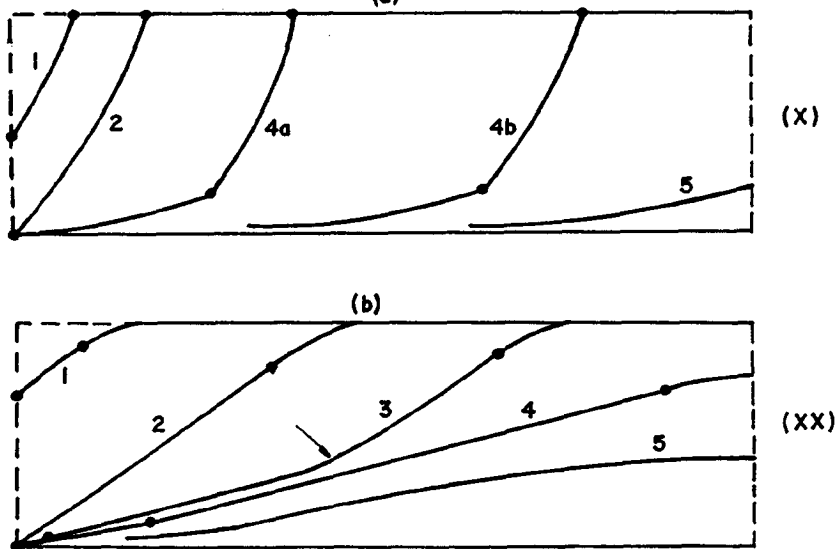


Fig. 5.6b<sub>3</sub>.- Perfiles de vertientes desarrollados en rocas arcillosas.

a) en ambiente semiárido  
 b) en ambiente húmedo-templado

Fig. 5.6b.- Modelos de vertientes según diferentes rocas y ambientes (según Carson y Kirkby, 1972).

Fig. 5.7.- Modelos matemáticos de simulación en el análisis de perfiles de evolución de vértices

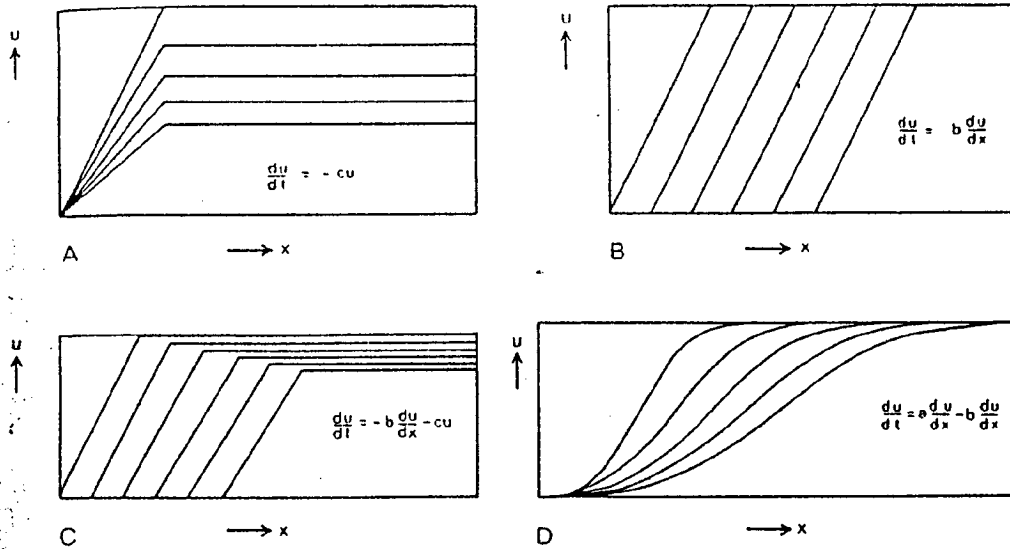


Fig. 5.7a.- Modelos de Hisano (1968). A - Modelo que simula el efecto mediante un coeficiente de denudación; B - Modelo con un coeficiente de recesión; C - Modelo combinado con coeficiente de denudación y recesión y D - Modelo con coeficiente de recesión y estabilidad combinados.

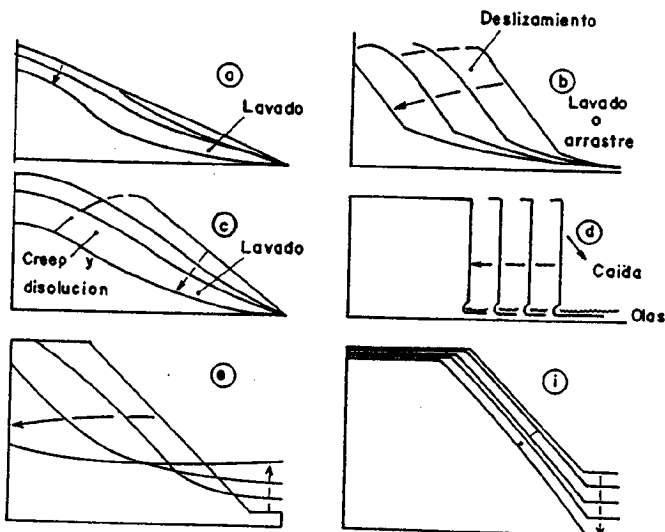


Fig. 5.7b.- Secuencia de perfiles desarrollados con modelos matemáticos. Interpretando la evolución para distintos procesos (en Selby, 1982).

- a - Aumento de la pendiente de la vertiente sometida a procesos de Creep en la parte superior y de lavado o arrastre por agua en la zona media e inferior.
- b - Retroceso paralelo en una zona con valores de alteración y transporte uniformes a través de la pendiente y con tramos basales de lavado o arrastre.
- c - Inundación gradual de escarpes y roturas de pendiente (convexidad superior y concavidad basal).
- d - Evolución de un acantilado o cantil por zapamiento.
- e - Evolución con acumulación en la base de la vertiente por una elevación del nivel de base.
- f - Evolución con un encajamiento en la base de la vertiente por hundimiento de nivel de base.

Tratando de eludir el término *periglaciario*, se han usado y usan términos como *crioergia* y *gelivación*: de ellos derivan otros como *crioclastia* y *gelifracción* (para roturas) o *crioturbaciones* y *geliturbación* (para deformaciones) o, *criología*, ó *geocriología* (como equivalentes a periglaciario), *crionival* (como conjunto de nival y periglaciario), etc.

Todos los fenómenos periglaciares, derivan de las variaciones de volumen durante el cambio de fase *sólido-líquido*, o viceversa, y sus consecuencias tensionales en la roca y suelo. Ello provoca variaciones textuales, de fábrica, cohesión, geometría, etc. Estos fenómenos se asocian a unos tipos determinados o a unas modalidades de hielos.

De todos ellos, el hielo periglaciario se considera como: "*hielo de cualquier procedencia y edad, situado bajo la superficie, segregado en lentejones, capas, cuñas, filones, masas irregulares, etc.*.; de carácter puro o casi puro, frente a otros hielos, como el glaciar, que comporta gran cantidad de derrubios. Se suele presentar confinado, a veces hasta profundidad en suelos helados permanentes o estacionales" (American Geological Institute).

Destacan en la definición anterior dos fenómenos de suma importancia: *confinamiento* y *segregación*.

Aún cuando en los procesos periglaciares puedan producirse crecimientos individualizados, cristal por cristal, (similar a lo que ocurre en roca salinas y ambientes semiáridos), también fenómenos de hidratación-deshidratación; el fenómeno más eficaz para modificar el paisaje en un ambiente periglaciario, es el de la *segregación* o *concentración* del hielo en masas. Ello es consecuencia de la "migración del agua líquida" hacia el "frente de helada", durante el proceso de cambio de fase. Es así como se generan *capas, lentejones, cuñas, etc.* que *sobresatura* en hielo la zona donde se sitúan.

Si el proceso se verifica en condiciones similares al *confinamiento* (medio cerrado), el agua será tomada de zonas circundantes que serán *desecadas*. La posterior restitución de agua líquida a dichas zonas implica procesos de *hidratación-deshidratación* generalmente a nivel de poros, no tanto de fenómeno físico-químico en el mineral aún cuando puede producirse) que igualmente participa en el proceso periglaciario. Si no hay *confinamiento*, o es muy parcial (medio conectado), el agua podrá ser tomada del exterior.

Las tensiones generadas en este proceso, tienden a ser *normales al plano o frente de helada* y según el *sentido* de crecimiento de la masa en segregación. La intensidad de dichas tensiones dependerá del crecimiento; en medio conectado pueden ser muy grandes al "tomar" agua del exterior, en medio cerrado quedarán limitadas por el agua disponible en el subsuelo.

Aún influyendo otros muchos factores, *temperatura* y *tipo de roca*, controlan los procesos de segregación.

La *temperatura* controla *modalidad* y *tipo de helada*; *número de ciclos hielo-deshielo*, *profundidad de penetración*, *frecuencia*, etc. Debe considerarse, por ejemplo, que un descenso térmico instantáneo y muy intenso, puede congelar el agua "in situ" en todos y cada uno de los poros, impidiendo migraciones.

Arakawa (1966) y Penner (1972) (Ref. Washburn, 1979), llegaron a definir un *parámetro de eficacia para la segregación (E)*, en función de los gradientes térmicos y la conductividad, esto es:

$$E = \frac{\sigma L}{K_1 (T_1/yx) - K_2 (T_2/x)}$$

siendo *E* = eficacia en segregación;  $\sigma$  = valor de la masa segregada (masa por unidad de área y tiempo en el frente de helada); *L* = calor latente de fusión;  $K_1$  = temperatura del suelo helado;  $K_2$  = temperatura del suelo no helado;  $T_1$  = gradiente térmico en el suelo helado;  $T_2$  = gradiente térmico en el suelo no helado. Para *E* = 1, la segregación es la ideal; con  $0 < E < 1$ , la segregación es inadecuada y con *E* = 0 no hay segregación ya que  $\sigma = 0$ , en un suelo no susceptible de helada.

Anderson y Tice (1972) (Ref. Washborn 1979), establecieron una relación directa entre *rangos térmicos* y *agua líquida remanente* (ésta, formando interfase *sólido-líquido*, puede generar *tensiones hidrostáticas* que se suman a las *criostáticas*), así el agua líquida remanente, especialmente a temperaturas inferiores a -5°, se estima por:

$$W_u = a \theta f \beta$$

siendo  $W_u$  = agua no congelada (como porcentaje del peso de suelo seco),  $\theta f$  = temperatura bajo condiciones de helada en °C, y  $a$  y  $\beta$ , parámetros derivados de la superficie de suelo afectada.

La roca, por otro lado, controla conductividad y presencia de agua, así como los parámetros mecánicos que inciden en el tipo e intensidad de la deformación. El comportamiento de los materiales en estos casos es muy variado.

Anotemos que, aún no siendo aceptado de forma general, algunos autores (Williams, 1967, Ref. Embleton y Thornes 1979, Washburn 1979), han tratado de explicar los procesos de segregación e interfase agua líquida-agua sólida, según *Modelos de Capilaridad*. Este modelo da fundamento a otras consideraciones como las de interfase agua-aire en poros libres; migraciones de hielo y no sólo agua, generación de crecimientos secundarios, etc.

Por otro lado y partiendo del modelo anterior, también se han formulado implicaciones del tamaño de los poros en el proceso de segregación (Embleton y Thornes, 1979) concluyendo una mayor eficacia; el hielo se segrega antes y a temperaturas menos bajas, en poros o vacíos de mayores dimensiones.

De todo esto cabe deducir que el tipo de material controla parámetros como: resistencia a la helada, remanencia de agua líquida, segregación del hielo, etc. Arcillas y limos son los más resistentes a la solidificación por congelación, pudiendo presentar agua líquida remanente incluso a  $-20^{\circ}\text{C}$ . Arenas y materiales de mayor granulometría, congelan fácilmente, con lo que raramente queda *remanencia de agua* para la *segregación*.

#### b.- Tipologías de los fenómenos periglaciares: Ambientes y modalidades

Como ya se ha señalado, *Permafrost*, *ciclos de helada* y *nivación*, son los fenómenos que actúan en los procesos periglaciares.

El *Permafrost* o *Pergelisol* (a veces se alude como *Permafrost* al conjunto *Pergelisol-Mollisol*), es un suelo con temperatura bajo congelación permanente, lo cual, haya humedad o no, implica un comportamiento mecánico definido. Si hay humedad suficiente, se considera como una roca o suelo "cementado por hielo".

Potencia del *Permafrost* (entre unos metros y cientos) y de la *capa activa* o *mollisol* (zona de deshielo estacional; entre algunos centímetros y metros a partir de la superficie), desarrollo del mismo (continuo, discontinuo, con o sin zonas congeladas o *talik*, ártico, alpino, etc.), todo ello depende de la situación geográfica y que, en principio, debería quedar limitado por las

isotermas inferiores a la de  $0^{\circ}\text{C}$ , hecho no coincidente (razón por la cual, entre otras, se piensa que en muchos casos el *Permafrost* es un suelo helado fósil).

En estos suelos, es la *capa activa* la que verifica todos los procesos al sufrir variaciones estacionales, tratando de equilibrar su temperatura con la del ambiente subaéreo, que le conducen a fenómenos de fusión-recongelación. Dichas variaciones penetran hasta profundidad variable (centímetros o metros) atenuándose progresivamente hasta llegar a la *zona de amplitud cero*, que permanece constantemente a unos  $-16^{\circ}\text{C}$  (Fig. 5.8).

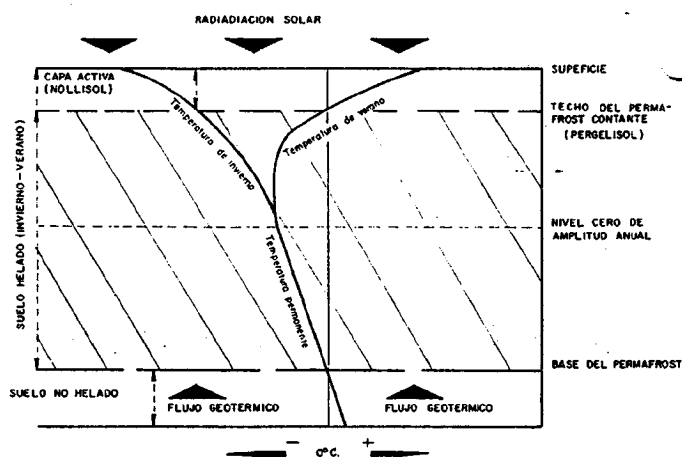


Fig. 5.8.- Relaciones térmicas en un área de permafrost (según R.S.E. Brown, 1970, en Rice 1983).

Los *ciclos de helada*, son sucesivos cambios de fase del agua sólido-líquido, y/o viceversa, en función de variaciones térmicas diarias, semanales, estacionales, etc.

La eficacia de estos procesos es directamente proporcional a la humedad ambiental y/o de la capa más superficial del suelo y a las variables térmicas: intensidad, amplitud, frecuencia, etc. (Fig. 5.9).

La *cobertera nival*, es una masa de nieve sin compactar o escasamente compactada, pero sin metamorfoseamiento o transformación en hielo policristalino (si bien el límite entre ambos términos es, a veces problemático). Sus efectos son contrapuestos: para un perigliciarismo estricto, la cobertera nival es un elemento protector; para fenómenos mixtos, actúa como fuente de humedad que refuerza o desarrolla procesos específicos de movimiento del suelo por empapamiento, o contribuye a otros de rotura; para fenómenos nivales



puede influir o generar movimientos de bloques al "empastarlos", e incluso ciertas abrasiones (si bien aquí es discutible si ya se entra en un glaciar incipiente).

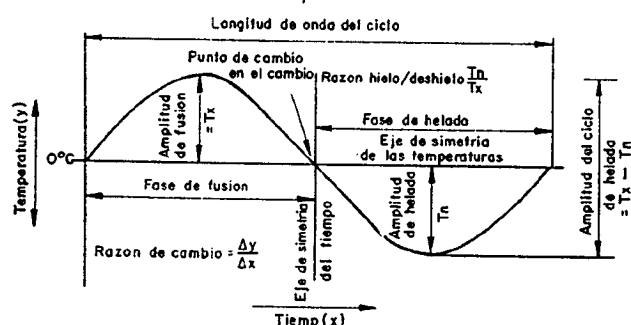


Fig. 5.9.- Representación y terminología de un ciclo completo de helada (según Hewitt, 1968, en Embleton y Thormes 1979).

La eficacia de un proceso sometido a estos ciclos se mide por: el nº de ciclos completos, frecuencia, amplitud, longitud de onda, razón del cambio, etc.

Desde el punto de vista físico, las modalidades o fenómenos que controlan el proceso periglacial pueden resumirse en:

- **Acuñamientos (Frost Wedging).**- Se trata de un "efecto palanca", debido al aumento de volumen del agua intergrano, o en discontinuidades de la roca. También suele aludirse como *congelifración*, *crioclástia*, etc.

Dado que aquí se conjuntan dos fenómenos, el de *rotura o separación* y el de *desplazamiento*, debería considerarse como *gelifración* o *crioclástia*, sólo el rimero, pues el segundo suele ser un proceso gravitacional o mixto.

- **Hinchamiento y empuje (Heaving y Thrusting).**- Son fenómenos de *expansión-contracción*, generados en suelos por los cambios de volumen del agua. Las tensiones debidas a esos cambios de volumen actúan en todas las direcciones, pero las verticales son las que generan *hinchamientos* y/o *subsidenias* y los horizontales *empujes* con desplazamiento lateral.

- **Desplazamientos en masa.**- Se entiende por tal, los movimientos particularizados, dentro de la masa de suelo y/o roca, de algunos granos, partículas, cantos, etc.

- **Agrietamiento (Cracking).**- Fenómenos de rotura del material, como consecuencia de contracciones debidas a descensos térmicos bruscos. Aquí se excluyen los fenómenos de rotura por dilatación del agua contenida.

En general el *Permafrost*, es idóneo para los fenómenos originados en el subsuelo o "en el seno del suelo", con el desarrollo de *crioturbaciones* (deformaciones). En los *ciclos de helada*, dada su actuación "en la superficie o desde la superficie", son más propicios los fenómenos desarrollados "sobre el suelo" en general la *crioclástia* (roturas). Debe considerarse también que la congelación en el *Permafrost* es doble (de abajo a arriba y viceversa), mientras que la fusión de la capa activa es simple (de arriba a abajo), justo lo contrario a lo que ocurre en los ciclos de helada (congela desde la superficie hacia el fondo y funde en ambos sentidos), con lo cual las posibles "aguas atrapadas" y el movimiento del suelo, es más factible en el *Permafrost*.

La *nivación* contribuye a los procesos que necesitan un excedente de agua líquida; fenómenos en *masa, lavado, arrastre en superficie, etc.* aparte de otros fenómenos específicos como *abración, avalanchas, corrosión (eólico-nival), meteorización, etc.* Incluyéndose también la *atenuación por protección* de fenómenos, básicamente de los ciclos de helada y, a veces, de retardo en la congelación de la capa activa.

#### c.- Productos del Periglacialismo: formas y materiales

##### 1) Desarrollados "sobre" la superficie del suelo.

Se trata de fenómenos ocurridos en la zona de contacto atmósfera-suelo. Responden, por tanto, automáticamente a las condiciones ambientales y suelen asociarse a otros procesos (gravitacionales, fluviales, glaciares, eólicos, etc.).

En esta modalidad se diferencian:

- \*.- **Acumulación de derrubios.** Son materiales generalmente gruesos (cantos, bloques, grandes bloques), sin matriz o con escaso contenido en ella.

Según la morfología de la zona en que se acumulan se diferencian varios tipos: *corredores, conos,*

*taludes, campos, ríos, etc. de derrubios.* Todos ellos son aludidos frecuentemente como *canchales*.

Un caso particular de estos depósitos son los *glaciares rocosos*. Se trata de una masa de derrubios del tipo antes descrito, que se estabiliza previamente en un fondo más o menos plano (en general de origen glaciar) y se moviliza debido al hielo o nieve compactada que actúa como "matriz" en un proceso de flujo y con una morfología tal cual la de una lengua glaciar.

\*.- *Derrubios ordenados*, generalmente aludidos como *grezes litees o eboulis ordonees*, término que algunos autores recomiendan desechar, ya que alude únicamente a una de las fracciones del depósito, y sustituirlo por *depósitos de vertiente estratificados*.

Se trata de unos depósitos en los que alternan capas más groseras (cantos, grava) y otras más finas (arena y limo) que se disponen paralelamente o subparalelamente a la pendiente del sustrato, dando una pseudoestratificación.

\*.- *Depósitos eólicos*. El ambiente periglacial, sobre todo en el que rodea el frente de la fusión glaciar, se caracteriza por unas condiciones de falta de cobertera que favorecen los procesos eólicos.

En este contexto se sitúan las *arenas eólicas*, o depósitos removilizados por el viento sin un transporte grande.

Los *loees*, material fino de granulometría entre 0,01-0,05 mm y acumulado por el viento en capas de 1 a 5 m en lugares alejados de su origen, tienen una interpretación genética más problemática.

\*.- *Aludes o avalanchas de nieve*. Son masas de nieve, a veces mezcladas con algo de material del suelo, otras no, que se movilizan a favor de las pendientes, deslizando, cayendo o ambos procesos a la vez, según la modalidad que es función del tipo de nieve.

Asociados a estos procesos "sobre la superficie" se definen una serie de morfologías de contraste sobre la roca in situ, tales como son: *aristas, agujas, crestas, tors, etc.*

2) Definidos "en" la superficie del suelo.

Aunque también responden rápidamente a las condiciones ambientales, el condicionante suelo, juega aquí un papel destacado; tipo de permafrost, granulo-

metría de los materiales, cobertera nival y su proceso de fusión, etc., son tan importantes como el régimen térmico.

Aquí pueden diferenciarse:

\*.- *Movimientos en masa*. En general son procesos mixtos gravedad-escorrentía o, como suelen denominarles en caso de "gravedad asistida" y que provocan descensos más o menos rápidos de materiales por la vertiente. Los más comunes son los *flujos (gelifluxión)* y *creep*, aunque no se excluyen los *deslizamientos*, tipo *avalancha*.

\*.- *Lavado y arrastre de materiales*. Se producen asociados a alguno de los restantes fenómenos periglaciares y como consecuencia de la circulación de las aguas de fusión, dando origen a procesos *erosivos* o *denudadores*.

*Terrazas de crioplanación y criopediments*, son términos con los que se refieren planicies más o menos amplias; bien escalonadas en las vertientes, las primeras, bien en su base, las segundas, cuyo origen es dudoso (en casos se ha pensado sean posibles formas heredadas de períodos previos a la instalación del periglaciario), aunque se asocia con las aguas de escorrentía durante la fusión.

*Nichos de nivación*, son también formas erosivas asociadas con la cobertera nival, preferentemente instalada en depresiones, quizás heredada de períodos glaciares. En cualquier caso y como límite nival o paso al glaciar se definen algunos procesos de abrasión capaces de generar o/y remodelar esas depresiones.

3) Definidos "bajo" la superficie del suelo.

Este tipo de procesos, se desarrolla por influencia de las condiciones ambientales pero "a través" de las características del suelo; en este sentido el tipo de permafrost y su régimen, la facilidad o dificultad para las segregaciones, profundidad de penetración de la helada, etc., son los factores determinantes del proceso.

Aunque la génesis en detalle es compleja (quizás se mezclan varios procesos a la vez), según los fenómenos determinantes pueden establecerse varias modalidades, así:

\*.- *Deformaciones*. También denominadas *involuciones* y *crioturbaciones*, término éste no muy preciso pues, en casos, aquí mismo se ha manejado así, puede usarse

para referir la práctica totalidad de los procesos desarrollados "bajo" el suelo y que implican desplazamiento de materiales.

En este caso se refiere a reajustes de materiales, con movimiento local y que conllevan modificaciones en su disposición estructural originaria dando básicamente pliegues, a veces roturas. Se deben a las tensiones hidrostáticas y criostáticas.

\*.- *Suelos estructurados*, también denominados *suelos ordenados*.

Son igualmente reajustes del material del suelo (*crioturbaciones* ?) que manifiestan su disposición en superficie. La génesis es compleja, quizás más que en otros casos, ya que implican unos desplazamientos selectivos que agrupan los productos, clastos, vegetación, etc. según *escalones, surcos, círculos, polígonos, rosetones, pavimentos, enlosados, etc.*

En principio se les asocian tensiones diversas tanto en la vertical como horizontal y de rotura.

\*.- *Montículos o hinchamientos*. Se deben a crecimientos expansivos del suelo que, en general, se asocian con procesos de segregación del hielo y/o aguas confinadas. De este modo el hinchamiento es el resultado de la variación de volumen durante el cambio de fase al pasar a la congelación.

Características y génesis varían según el tipo y las condiciones de formación: *pingos, falsas, hidrolacólitos, almohadillados, etc.*

\*.- *Termokarst*. Morfologías resultantes de subsidencias, hundimientos, colapsos, etc., producidos por los procesos inversos a los de hinchamiento o generación de montículos cuando hay un cambio de fase en zonas de segregación/concentración de hielo, con o sin migración del agua líquida resultante. Muchos lagos y cuvetas en zonas periglaciares proceden de estos fenómenos.

#### d.- *Repercusiones*

Al valorar los riesgos derivados de los procesos periglaciares, es necesario tener en cuenta el ambiente en que se desarrollan.

En zonas de *permafrost*, que no es el caso de la Península Ibérica, hay una modificación notable de la

capacidad portante según se está en período de congelación o deshielo. Además las modificaciones en el suelo, con subsidencias e hinchamientos, llevan implícitas tensiones notables (compresivas o distensivas) que afectan a cualquier obra de ingeniería.

Esas implicaciones sólo han empezado a tratarse en los últimos años a raíz de la búsqueda de ciertos recursos y la expansión urbana. Es así como han debido modificarse muchos proyectos evitando los "efectos de pantalla" para la libre circulación del agua en el subsuelo y el intercambio térmico, uso de material de construcción menos susceptible a la helada, utilización de pilares como soportes de las construcciones, dotados de intercambiadores de calor, etc.

En nuestras latitudes y salvo algunos casos de permafrost alpino que no es el de la Península, los procesos dominantes se asocian a los *cilos de helada y nivación*. En principio ambos están muy atenuados respecto al funcionamiento durante el *pleistoceno*. Por ello es la *crioclastia*, y *soliflución*, a partir de los 1.800-2.000 m (según las zonas y la estación puede variar esa cota), la que actúa preponderantemente, también aludes de nieve.

*Suelos estructurados* de baja intensidad o eficacia, pueden aparecer normalmente, caso de *gaps, enlosados, guirnaldas, etc.* y *montículos*, como el *cesped almohadillado (Hummock)*. En ambos casos conviene tener presente, sin embargo, que la falta de una cobertera nival protectora puede aumentar el número de ciclos de helada, generando formas de mayor intensidad o eficacia como *hidrolacólitos* y/o conservando, reactivando o desarrollando también, aunque esto es dudoso, *círculos o polígonos de piedra*.

En suma pues: la práctica totalidad de procesos desarrollados "*sobre el suelo*", salvo crioplanaciones o muy restringidos, son los rasgos periglaciares dominantes en nuestras latitudes. Los desarrollados "*bajo*" esa superficie o no se dan, o son muy locales y con formas de una eficacia baja. De esta manera: Meteorización por helada, arrastres de arroyada en el deshielo, y procesos gravitacionales puros o asistidos (caídas, flujo, creep, etc.) son los procesos a tener en cuenta en la actuación sobre estas áreas, sumamente vulnerables, que son nuestras montañas y altiplanicies.

### 5.2.5. Procesos glaciares

#### a.- Introducción

Un glaciar puede definirse como la "acumulación de hielo policristalino, que procede de nieve progresivamente compactada y recrystalizada. Dicho hielo se mueve, en un proceso de descarga, desde las cabeceras o centros de acumulación, hacia las zonas bajas o marginales, donde se produce la pérdida total; ya sea por ablación, ya por desmembramiento en aguas marinas y/o continentales".

En este caso el agente característico es, pues, el agua en permanente fase sólida, es decir, hielo policristalino.

Señalemos que, aún teniendo los mismos principios de funcionamiento, los productos varían según se trate de un tipo u otro de glaciar clasificados: geofísicamente (templados, fríos, intermedios) o geomorfológicamente (polares, subpolares, de montaña: piedemonte, alpino, de madera, de circo; marino, etc.). Implicaciones dinámicas, variaciones en el flujo, fusión de aguas, presencia o ausencia de *glaciokars*, etc., pueden caracterizar las diferencias entre esos tipos de glaciares antes citados.

Rasgo destacado en el análisis de los glaciares, es la *ritmicidad* de sus variaciones puesta ya de manifiesto, al menos parcialmente, desde Hutton, 1795 y Agassiz en 1837 y su Teoría Glaciar o *glaciación* (también denominada *edad del hielo o periodo glaciar*), o Pence y Brückner, que consolidan esa ritmicidad introduciendo lo que llamaron periodos glaciares del Günz, Mindel, Riss y Würm.

Actualmente se reconocen variaciones estructuradas en el tiempo con categorías de: *periodo* (millones de años), *fases* (cientos de miles de años), *estadios* (decenas de miles de años) y *oscilaciones* (decenas a años). Durante todos estos lapsos de tiempo el glaciar está en continuos avances y retrocesos más o menos sostenidos.

Precisemos que esta nomenclatura está por ser precisada, así como las mismas implicaciones climáticas de esa ritmicidad.

Por el momento las causas más generalizadas, o que más adecuadamente explican estas variaciones glaciares son: *geológicas* (deriva continental, orogenia, vulcanismo); *geofísicas* (variaciones en las corrientes marinas, variaciones en la composición atmosférica);

*astronómicas* (variaciones en la precesión del equinocio, en la excentricidad de la órbita terrestre, en la oblicuidad de la eclíptica, en la energía emitida por el sol, etc.) Todos estos fenómenos han estado dotados también de una *ritmicidad* a lo largo de la historia geológica.

#### b.- Dinámica glaciar

Punto destacado en toda consideración dinámica del glaciar es su carácter parejo a una *roca policristalina*. Ello resulta de un proceso de *metamorfosis* (similar al de una roca metamórfica) que implica *nieve fresca - nieve granulada - neviza - hielo glaciar*. Fusión-sublimación y reheleo-compactación, provocan ese proceso en el que los cristales se van soldando, creciendo y formando planos preferenciales, con una diagénesis que, por expulsión de aire intergranular, hace aumentar la densidad de la masa de nieve hasta llegar a hielo (Tabla 5.3).

Así se llega a un material *no poroso*, aún cuando sea permeable por fisuración, de densidad alrededor de 0,9 grm/cm<sup>2</sup>, *policristalino* y con agregados *orientados*, capaces de generar *movimientos preferenciales*.

De lo anterior derivan los tipos posibles de movimiento. Aún cuando el flujo del hielo se conocía o cita desde antiguo, los estudios datan de finales del siglo XVIII y pueden resumirse como sigue:

- 1) Teoría de la dinámica glaciar como un cuerpo *rigido* deslizando por el lecho (N.B. Saussure, 1760).
- b) Teoría de la *plasticidad o viscosidad relativa* (Bordier, 1773).
- c) Teoría del *movimiento diferencial* el glaciar se deforma y presenta velocidades de desplazamiento diferente y comportándose, hasta cierto punto, como una masa *plástica* (Agassiz, 1845 y Forbes, 1843).
- d) Confirmación de la Teoría de la *plasticidad parcial o completa* (Seligman 1949; Plaff, 1874).
- e) Teoría de los movimientos *múltiples*: reajuste granular, cambios de fase, deslizamiento planar, etc. (Hess, 1904; Philipp 1929, etc.).

Actualmente se ha confirmado claramente la similitud con un *sólido plástico* (Fig. 5.10).

Tabla 5.3.- Propiedades físicas del hielo (en Dapples, 1963).

Cristalografía	El hielo 1 es la forma ordinaria, hexagonal. Cambia a la forma hielo 2 (más denso) únicamente a unas 2000 atmósferas y a -22°C
Dureza	1,5 a 2 a la temperatura normal 4 a -44°C ± 6 de -50° a -78°C
Resistencia	(Depende de la orientación cristalográfica, de la temperatura, etc). Cizalla = 7 a 8 kg/cm <sup>2</sup> Trituración = 25 a 70 kg/cm <sup>2</sup> (El granito = 1500 kg/cm <sup>2</sup> )
Densidad	Nieve reciente: 0,1 - 0,3 Nieve antigua: 0,3 - 0,5 Neviza: 0,3 - 0,82 (0,82 = 13% porosidad) Hielo glacial: 0,82 - 0,92 (por término medio = 0,90) Hielo puro 1: 0,92 (hielo azul sin burbujas)
Propiedades térmicas	Calor latente de fusión = 80 cal/g. Calor latente de vaporización (sublimación) = 600 cal/g Relaciones de fusión (bajo presión hidrostática) Descenso del punto de fusión en $7,5 \times 10^{-3}$ °C por atmósfera

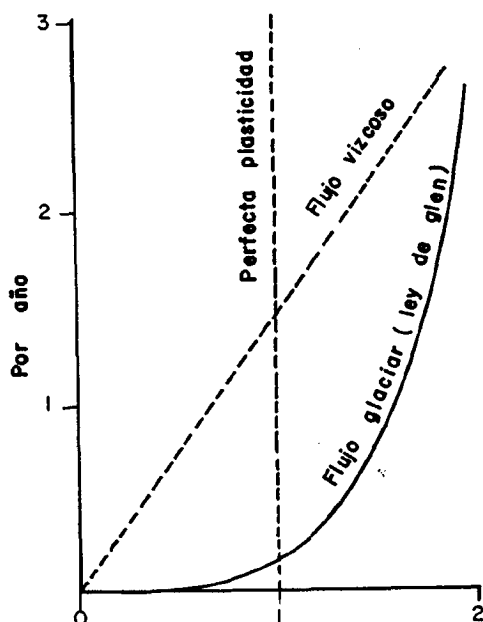


Fig. 5.10.- Varios modelos de relación entre esfuerzo ( $\sigma$ ) y de formación ( $\epsilon$ ). El flujo glaciar se expresa según la Ley de Glen ( $\epsilon = k \sigma^n$ , para  $n > 1$ )

Teniendo en cuenta lo anterior, la dinámica del hielo glacial se aproxima a la de los materiales que han sufrido un estado de *metamorfismo*. En la dinámica se definen movimientos lentos de tipo *creep*; *creep primario o transitorio*, *creep secundario o cuasiviscoso* y *creep terciario o acelerado*.

Las relaciones básicas entre el esfuerzo y la deformación, han generado estudios complejos, aunque pueden simplificarse en la sencilla *ecuación de Glen*, esto es:  $\epsilon = K\sigma^n$ ;  $\epsilon$  = deformación,  $\sigma$  = esfuerzo y K y n constantes. K depende de la temperatura del hielo representando grados de plasticidad y n (siempre mayor que 1), representa grados de ordenación de los cristales según planos preferentes.

Por otro lado hay que considerar el fenómeno de *autoregulación de flujo en un glaciar* (Teoría aproximativa de plasticidad "cuasi perfecta" de NYE, 1952), lo que implica la *autoregulación de espesor*, acomodándose a las *pendientes*, ello hace que se presenten *flujos compresivos* y *distensivos*, con *tensiones de deformación* y *rotura* (Fig. 5.11).

*Fracturas*, denominadas genéricamente *crevasses*, de distinto tipo (Fig. 5.12), *pliegues*, entre

los que destacan las *ojivas*, *foliación*, *debidas a esas tensiones de flujo diferencial*, son, junto a *laminación y/o estratificación* deposicional, las *estructuras* presentes en el hielo glaciar y que posibilitan su utilización como modelo para explicar ciertos procesos que se supone ocurren a las rocas en profundidad (ver Shumski, 1961).

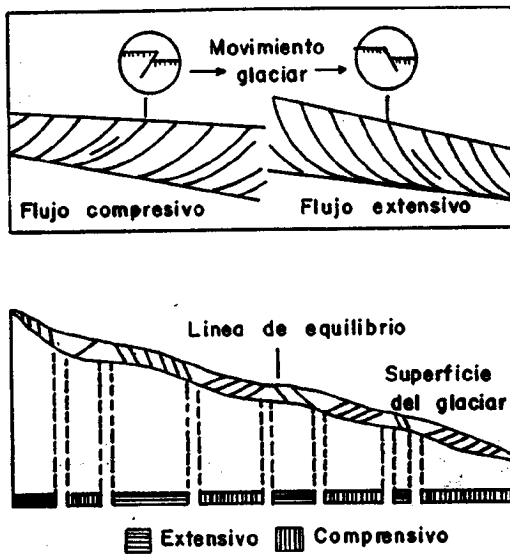


Fig. 5.11.- Flujo compresivo y extensivo y planos de deslizamiento generados (a).  
Distribución del flujo compresivo y extensivo en un glaciar idealizado (b).

c.- *Productos de los fenómenos glaciares: Formas y depósitos.*

La capacidad modeladora del paisaje por el hielo glaciar, es un tema aún sujeto a discusión. En este sentido hay escuelas contrapuestas: la *ultraglaciárista*, opina que el glaciar es uno de los agentes más efectivo, produciendo fuertes sobreexcavaciones; la *antiglaciárista*, de opinión totalmente opuesta, según éstos el glaciar sólo puede "retocar" morfologías previas; la *transaccionista*, intermedia entre ambas.

Sea como fuere, arrastre de material, unido al desgaste del lecho (*abrasión*), a veces arranque (*plucking*), son los fenómenos básicos de erosión glaciar.

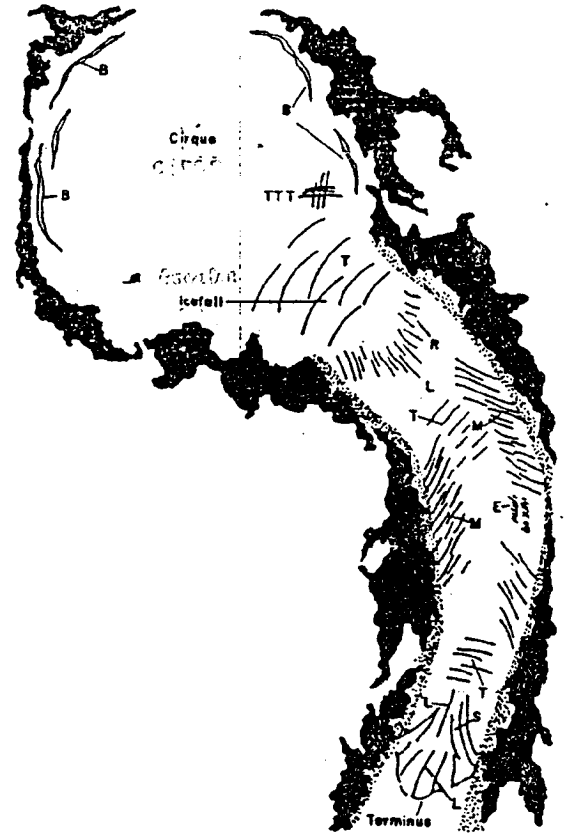


Fig. 5.12.- Tipos de fracturas (crevasse) presentes en un glaciar debidas a los flujos compresivos y extensivos.

- B.- rimaya
  - T.- transversas (pueden dar seracs)
  - L.- longitudinales
  - R.- radiales
  - TTT.- ortogonales (pueden formar seracs)
  - E.- en escalón
  - M.- marginales o chevron
  - S.- en arco
- (según T.F. Freers, en R.D. Fairbridge, 1968)

Las formas resultantes de estos procesos, pueden resumirse tal como aparece en la Tabla 5.4.

Material previo del lecho y/o caída de las paredes, a consecuencia de otros procesos fundamentalmente periglaciares, y material arrancado por el glaciar, son la base de los *sedimentos glaciares*.

Los propios del hielo o *till* (*tillita*, si están compactados o cementados y, en general, no cuaternarios) se clasifican tanto por su posición durante el transporte, como por los mecanismos de sedimentación (Fig. 5.13). Señalemos que la mayoría de estas tipologías han sido descritas en glaciares pleistocenos de la Península (Villaplana y Bordonau, 1987).


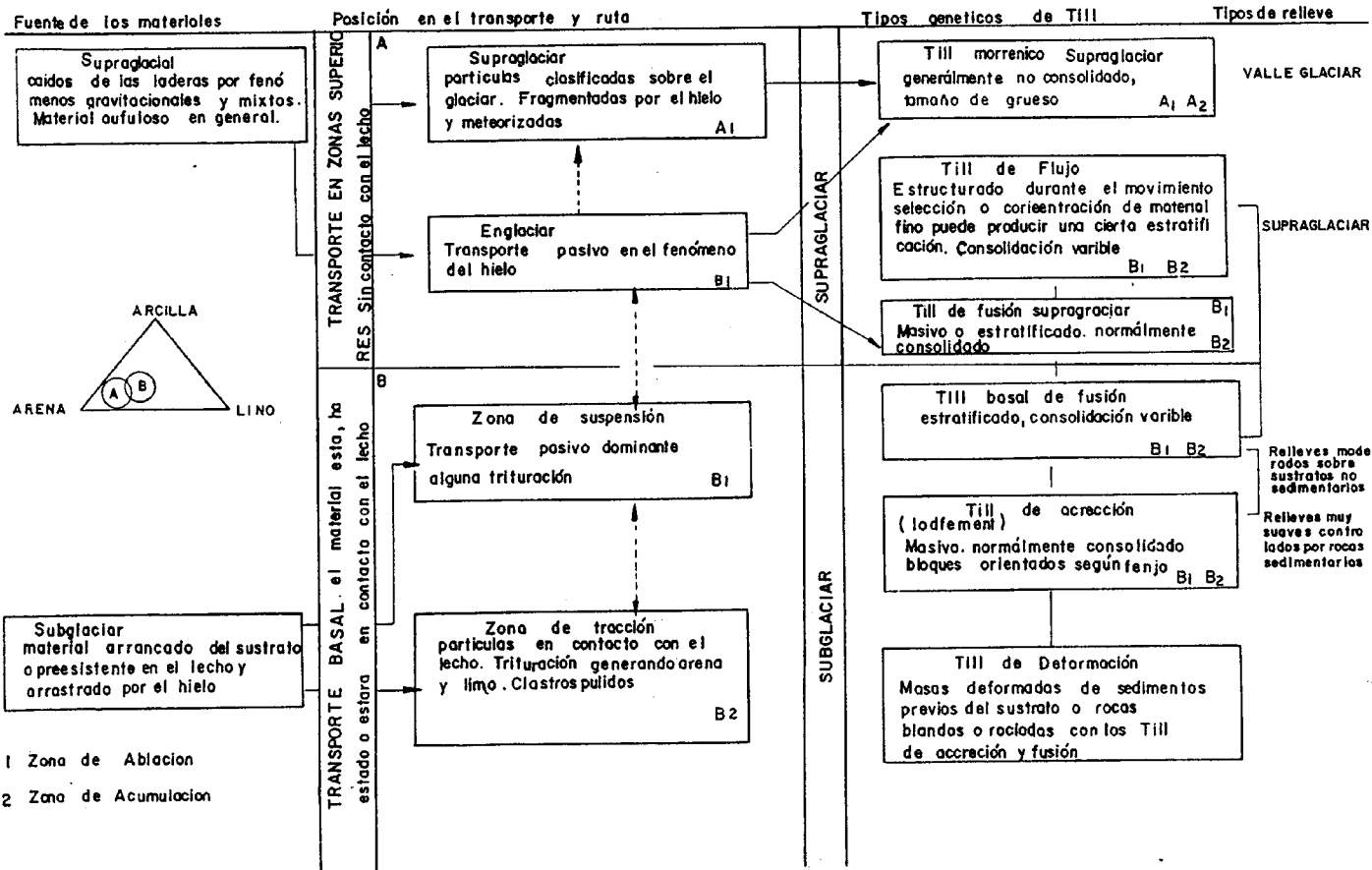
Proceso	Tipo de relieve	Morfología	ESCALA								Macro
			1Cm	10Cm	1M	10M	100M	1Km	10Km	100 Km	
Superficies de hielo (Flujo en capas y mantos)	Resalte	Alineada según flujo	ALINEADOS CON EL FLUJO « ROCAS en lomo de ballena » Drumlis rocosos espaldones								Paisajes resultantes del modelado glaciar en mantos de hielo 
		En parte alineada con flujo	Rocas aburgadas "Flyyberg"								
	Depresión	Alineada con el flujo	Estrias ACANALADURAS Alineadas tipo aca. Naladura de origen dudoso, "formas de plasticidad"								
		En parte alineada con el flujo	DEPRESIONES DE SOBREEJERCION Y ARRANQUE								
Flujo en canales rocosos	Depresión	Alineada con el flujo	ARTESAS Artesas Alpinas								Paisajes de glaciares con erosión lineal
Interacción glacial e riglacial	Depresión		Circos								Paisajes de glaciares de Jalle
	Resalte		Cimas Residuales o Horn								Paisajes de Nunatak

Tabla 5.4.- Esquema de las formas resultantes de los procesos de erosión glaciar (según Sugden y John, 1976).

Fig. 5.13.- Fuente, transporte y deposición de los Till (según Bonerton, en Fooks y Vaughan, 1986).



- 1 Zona de Ablación
- 2 Zona de Acumulación



*Morrenas y drumlis* son las morfologías características de los Tills. Las primeras, que pueden presentar gran variedad, forman "vallum" en distintas posiciones, central, lateral, frontal, y relleno de base del hielo. Los segundos, a modo de "dorso de ballena", se sitúan directamente sobre el fondo.

Las aguas de fusión de hielo presentan sumo interés por diversos motivos: condicionan el flujo basal, generan depósitos mixtos y/o específicos, establecen una circulación similar a la de zonas *karsticas* (de aquí su denominación como *glaciokarst*) y, en consecuencia a veces son estudiadas como reservas hidráulicas.

Los depósitos fluvio-glaciares, característicos por su laminación fluidal, se clasifican de acuerdo con la posición de las aguas que los sedimentan (Fig. 5.14). Aguas que forman redes complejas, superficiales, internas y basales, interconectadas por conductos, tubos, sumideros, surgencias, etc., dando formas similares a las *endo* y *exokarsticas* (fig.5.15). Este proceso se verifica mediante la *ampliación por fusión* (que cumple el mismo papel que la disolución en las rocas karstificables) de las roturas o *crevasses* del hielo. El hielo es pues, una roca *impermeable por porosidad, pero permeable por fisuración*.

En la Península Ibérica, sólo quedan pequeños restos de glaciares de circo en los macizos culminantes del Pirineo (Aneto, Maldeta, Perdido, Perdiguero, etc.), en casos incluso no pasan de *nichos* de nivación. Sin embargo durante el Pleistoceno la casi totalidad de las montañas ibéricas, en sus macizos principales, sufrieron los efectos glaciares. (Ver Mapa del Cuaternario de España).

#### d.- *Repercusión de estos procesos*

La asociación entre los procesos glaciares, el clima, y los fenómenos eustáticos o isostáticos es evidente; de ello se deducen implicaciones para la modificación del ambiente ecológico y paisaje en general, durante el período Cuaternario.

A otro nivel, debe tenerse en cuenta, allí donde hay glaciario activo, sobre todo de montaña, la incidencia desde el punto de vista aplicado. Los Till y depósitos asociados presentan escasa consolidación y múltiples problemas geológicos y erosivos; el hielo, asociado a la nivación es generador de procesos de avalanchas, aludes, etc. que pueden afectar al sustrato generando grandes desastres, ya sea por desprendimientos autogenerados o inducidos (por sacudidas

sísmicas, por ejemplo), ya por fusiones rápidas de diferentes causas, baste recordar catástrofes como las del Nevado Huascarán (Andes del Perú).

Estos riesgos se acentúan si tenemos en cuenta que los fondos de valle, rellenos de Tills y otros depósitos recientes, son zonas fértiles y propicias a los asentamientos y/o vías de comunicación en áreas de montaña.

Heterogeneidad de los depósitos, presencia local de capas de baja resistencia, arcillas lacustres, lentejones de gravas con alta porosidad, etc. hacen que los procesos de inestabilidad y los problemas geotécnicos sean grandes. A ello se une su alta erosionabilidad. De hecho la profundidad del sustrato es difícil de predecir; relieves ocultos, canales erosivos previos al proceso glaciario, interstratificaciones, etc. implica cambios de resistencia, permeabilidad, estabilidad, etc.

#### 5.2.6. Procesos fluviales

##### a.- *Delimitación del agente*

La importancia, cuantitativa y cualitativa, del agua líquida en la Tierra, hace que su consideración deba ser abordada en campos muy diversos.

Haciendo una acotación general, aquí hemos de referirnos a la "acción geológica de aguas continentales encauzadas y con escorrentía superficial".

En primera aproximación, puede decirse que se trata de unos *sistemas de flujo de agua* que: forman redes de drenaje mediante cauces; tales redes generan procesos de agradación/degradación como consecuencia de la concatenación de acciones de erosión-transporte-sedimentación; la energía y la dinámica, es función de la posición topográfica y presentan un nivel mínimo referencial o *nivel de base*; al menos parte de su cuenca desarrolla una jerarquización progresiva de lechos y/o canales y/o cauces; todos estos fenómenos están regulados por variables tales como: precipitación, pendiente, tipo de cauce, tipo de material sobre el que se define el mismo, etc. Destaca sobre todo la interacción *fase sólida-fase líquida*.

##### b.- *Dinámica fluvial*

###### b1.- *Principios básicos*

Clima, vegetación y suelo, controlan el régimen fluvial. Ellos son los responsables del *balance hídrico* y,

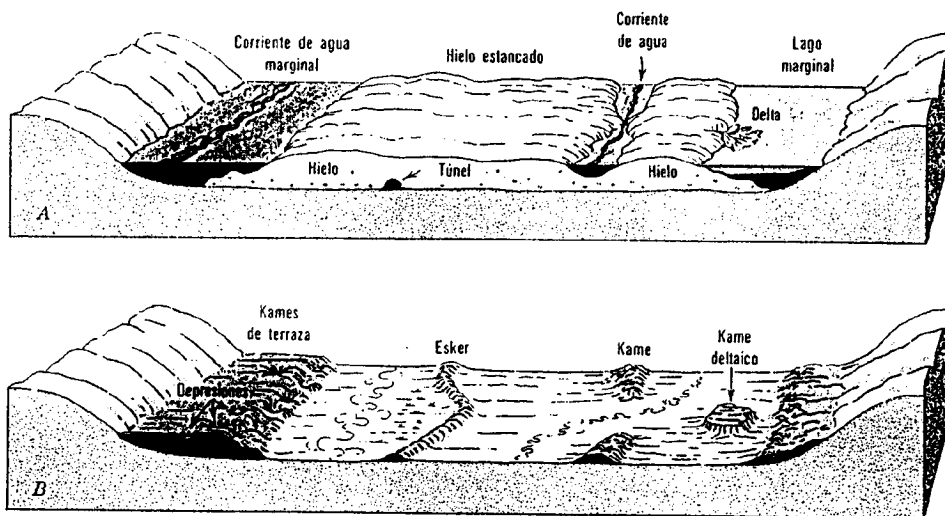


Fig. 5.14.- Formas debidas a los sedimentos fluvio-yuxtaglaciares.

I (durante el proceso de formación)  
 II (retirado el hielo)  
 (en Stahler, 1974).

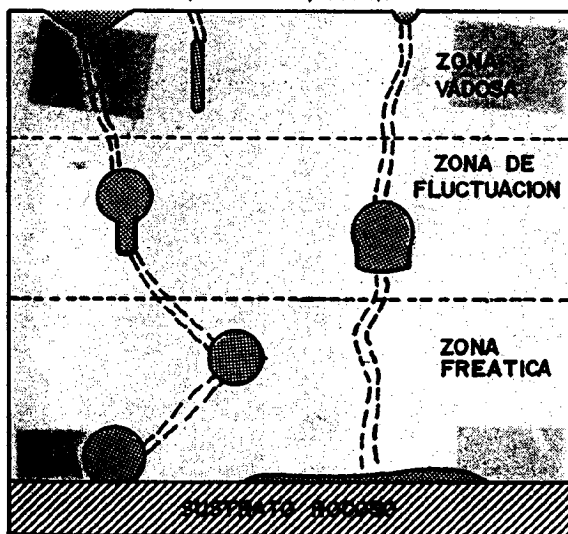


Fig. 5.15.- Modelo mostrando los diferentes tipos de conductos o túneles y su posible interconexión en un glaciar, (modificado de Sugdew y Jhon, 1976)

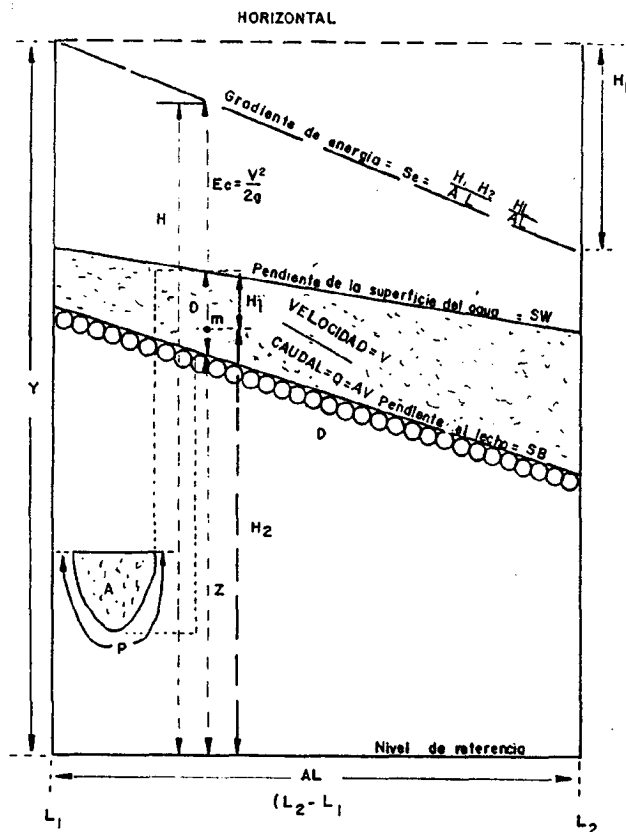
- HIELO
- CONDUCTOS (TUNELES ENGLACIARES, GRUTAS O "CAVERNAS" SUBGLACIARES Y RIOS SUPRAGLACIARES)
- POSIBLES CONDUCTOS DE CONEXION

en definitiva la mayor o menor cantidad de agua en la cuenca. En la consideración de dicho *balance* quedan implicadas las relaciones entre: *cantidad de agua de una borrasca* y *distribución espacio-temporal*; el cálculo de las aguas distribuidas y las variaciones de caudal, se establece en los *hidrogramas*.

*Crecidas* y *estiajes* son elementos básicos para definir el régimen fluvial. Sean periódicas, estacionales o excepcionales, interesa conocer: causas, intensidad, propagación, evolución, frecuencia, etc. Todo ello tiene sumo interés en la Geomorfología pues las grandes modificaciones en los cauces, los "ajustes morfodinámicos", suelen depender de esos fenómenos. Por supuesto, también tiene interés en los análisis de *riesgos de avenidas catastróficas*.

El tipo de alimentación, establece una primera clasificación de las corrientes fluviales de acuerdo con ese *régimen* que puede ser *sencillo*, *complejo original* o *complejo cambiante*, como tipos básicos (ver M. Pardé, 1968).

Los procesos fluviales, independientemente del régimen en que se definan, son consecuencia de una serie de relaciones dinámicas, controladas por la energía que implica una masa de agua desplazándose por un conducto bajo la acción de la gravedad y ajustándose a sus condicionantes propios; la viscosidad, y rozamiento, incluyendo el material transportado (Fig. 5.16).



$H_1$  Pérdida de energía por rozamiento transporte, etc.

Peso específico del agua ( $\gamma$ ) =  $\rho g$   
 Densidad =  $\rho$   
 Energía potencial de masa de agua (m) =  $\gamma + h_1 h_2$   
 Energía cinética de masa de agua (m) =  $E_c = \frac{\gamma v^2}{2g}$   
 Energía total de masa de agua (m) =  $\gamma(h_1 + h_2 + \frac{v^2}{2g})$

Energía absoluta (H) =  $d + z + \frac{v^2}{2g}$  (Ecuación de Bernouille)

Viscosidad dinámica =  $\mu$ , viscosidad cinemática ( $\nu$ ) =  $\frac{\mu}{\rho}$   
 Tensión de cizalla ( $\tau$ ) =  $\mu \frac{dv}{dy} = \gamma R S_*$

Radio hidráulico =  $R = \frac{f A}{p}$ ;  $S_* =$  gradiente de Energía

Resistencia al flujo =  $\tau$  (por unidad de área)  $v^2$

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = 2 \log \frac{d}{D} + K$$

$f$  = Coeficiente de Darcy-Weisbach

$D$  = diámetro característico del material del lecho

Número de Reynolds ( $R_v$ ) =  $\frac{vd}{\mu} = \frac{\rho v d}{\mu}$  ó  $\frac{Pv}{\mu}$  ó  $\frac{vd}{\nu}$

Número de Fronde

$$(F_r) = \frac{v}{\sqrt{gd}}$$

Ecuación de CHEZY  $C \sqrt{RS}$

$Y; v$  (velocidad media) =  
 $C$  = Coeficiente de CHEZY

Ecuación de Ranning  $v$  (velocidad media) =  $1.49 R^{2/3} S^{1/2}$ ;

$n$  = coeficiente de rugosidad de RANNING  
 $q_1 = q_2 = A_1 v_1 = A_2 v_2$ , Ecuación de la continuidad  
 $P$  = perímetro del conducto

Fig. 5.16.- Características del flujo en un canal abierto y principales ecuaciones hidráulicas, según Simons 1969 (en CHORLEY et al. 1984).

En la naturaleza el flujo generalmente puede calificarse como *no uniforme, no estacionario, turbulento y tranquilo* aunque el flujo rápido puede ocurrir en casos. De hecho el flujo rápido es menos frecuentes dado que a altas velocidades corresponden *altos porcentajes de transporte de sedimentos y erosión del canal*, lo cual implica aumento de la rugosidad y reducción de pendientes y velocidad que hace restituir el flujo a tranquilo.

Salvo corrientes cargadas de materiales finos (corrientes de lodo o barro) que pueden llegar a comportamientos pseudoplásticos, visco-elásticos, etc., las aguas fluviales se comportan como *fluidos Newtonianos* donde el esfuerzo es proporcional a la deformación.

Desde el punto de vista de las acciones elementales, es importante considerar la velocidad en relación con la *resistencia al flujo* representada por la mayor o menor rugosidad de las paredes limitantes. Así se han desarrollado diferentes fórmulas empíricas, como las de Chezy, Manning y Darcy-Weisbach (Fig. 5.16).

En una corriente con transporte de material la resistencia al flujo se realiza por: las irregularidades del lecho, las rugosidades de granos o la superficie, incluyendo vegetación, raíces, etc., la morfología generada en el fondo por el flujo.

Dada su gran importancia en sedimentodinámica, se han desarrollado diversos modelos para la interpretación de la morfología del fondo: *plano, ripples, dunas, antidunas, pozas y vados*. En general todos ellos se establecen en materiales fácilmente movilizables, es decir en ríos con fondo sedimentario de granulometría intermedia, arenas-gravas, arenas, arenas-limos.

Las relaciones se establecen en función de los coeficientes de *rugosidad*, ya sea de Darcy-Weisbach ya sea el de Manning, y el régimen de flujo según sea el número de Froude. Relaciones en las que también quedan implicados la potencia total de la corriente, el diámetro de las partículas o velocidad media y profundidad. Todo este tipo de relaciones son de gran interés en la interpretación de las estructuras sedimentarias y en la reconstrucción dinámica sobre sedimentos antiguos.

## b2.- Las acciones elementales en una corriente fluvial: erosión, transporte, sedimentación

### - La erosión

El arranque de material y desgaste sobre el lecho, se produce por *corrosión* (acción química de las aguas), *corrasión, abrasión* (acción mecánica de los materiales transportados; bien por desgaste del lecho, bien por desgaste entre ellos) y *acción directa del agua* mediante presión sobre el fondo *acción hídrica*, mediante ondas de choque por *cavitación*.

### - El transporte

La traslación de material puede realizarse en *disolución* (iones derivados de la corrosión, aportes atmosféricos y residuos humanos), *suspensión* (generalmente limo y arcilla; material inferior a 0,064 mm de diámetro) y *arrastre* (material más grueso); estas dos porciones últimas constituyen la *carga sólida*. El material de *arrastre*, la *carga de fondo*, se mueve por *rodadura, y tracción o deslizamiento*, y, más raramente, *saltación*.

### - La sedimentación

Acorde con las modalidades de transporte estos fenómenos se producen por *precipitación* (cuando se sobrepasan los límites de concentración por estancamiento y evaporación); *decantación* (por pérdida de sustentación en el material en suspensión) y *abandono de carga en el fondo* (por pérdida de energía total del agua o "capacidad de empuje").

La aplicación en ingeniería, sedimentología, morfología, etc. ha generado innumerables y complejos modelos matemáticos para explicar todos estos procesos (ver Thorne et al., 1987, Hey et al., 1982; Graf, 1979; Petersen, 1986, etc.).

La erosión sobre el lecho varía según se trate de sustratos coherentes o desagregables y a los efectos ya mencionados pueden sumarse otros como slumps, desprendimientos, acciones del hielo, etc. (Tabla 5.5).

Teniendo en cuenta todos los parámetros implicados (fuerzas de impulso/fuerzas de resistencia), los modelos tratan de llegar a definir *tensiones y velocidades críticas* para que se produzca el arranque y la tracción. (Fig. 5.17).

Tabla 5.5.- Factores que influyen en la erosión del canal (de KINGTON 1984)

FACTOR	CARACTERISTICAS RELEVANTES
Propiedades del flujo	Magnitud, frecuencia y variabilidad del caudal, magnitud y distribución de velocidades y tensiones. Grado de turbulencias.
Composición de los materiales del fondo	Tamaño, gradación, cohesión y estratificación.
Clima	Cantidad, intensidad y duración de las precipitaciones. Frecuencia y duración de las heladas.
Condiciones del subsuelo	Fuerzas de percolación, piping. Humedad del suelo.
Geometría del Canal	Anchura y profundidad del canal. Altura y ángulo de las irregularidades del fondo. Curvatura de los arcos o meandros.
Biología	Tipo, densidad y sistema de raíces de la vegetación. Actividad animal.
Factores inducidos por el hombre	Urbanización, drenaje de los terrenos, embalses, canalizaciones, etc.

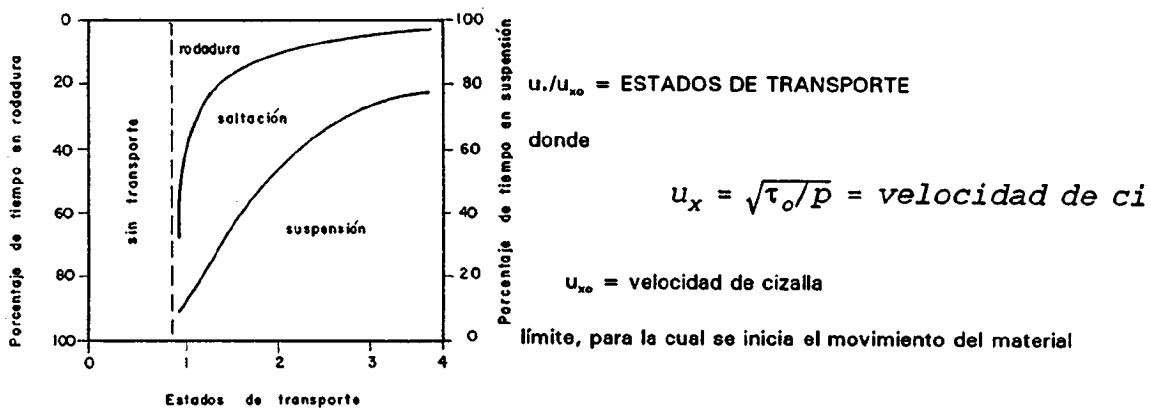
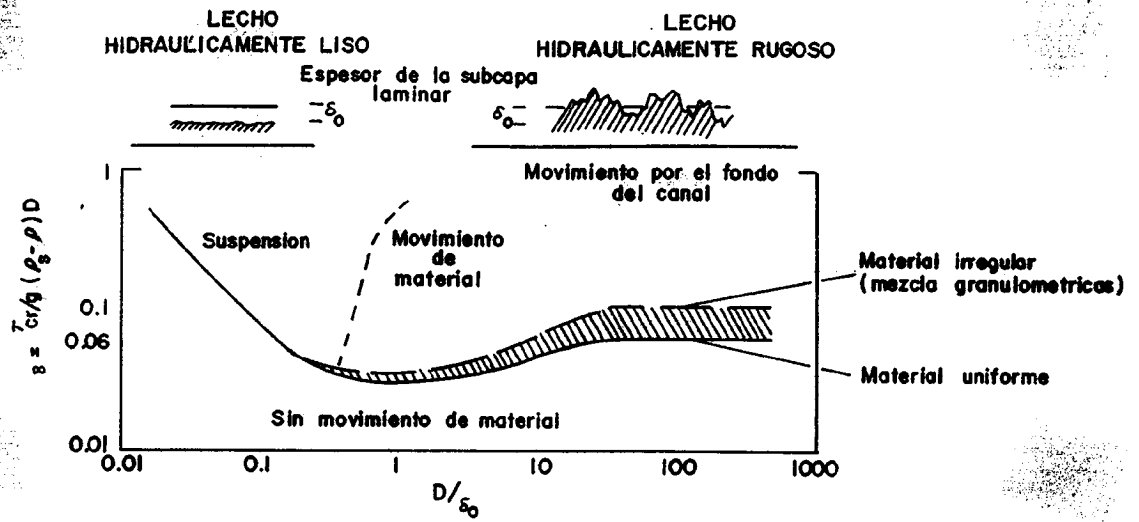


Fig. 5.17.a.- Porcentaje de tiempo que corresponde a rodadura, tentación y suspensión en el material transportado por el fondo de un canal, y según los estados de transporte (experimento de ABBOTT y FRANCIS, 1977).



- D = diámetro medio de grano
- $\delta_0$  = espesor de la subcapa laminar
- $\tau_{cr}$  = tensión crítica de cizalla (definida para un tamaño de grano)
- $\rho_s$  = densidad del sedimento
- $\rho$  = densidad del fluido
- g = constante gravitacional

Fig. 5.17.b.- Modelo de SHIELDS de definición de transporte en suspensión y por el fondo en un proceso de removilización (entrainment)

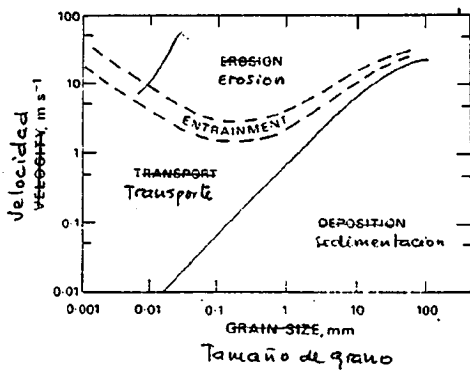


Fig. 5.17.c.- Modelo de HJULSTRÖN definiendo límites para los diferentes fenómenos elementales

Fig. 5.17.- Modelos de ocurrencia de las diferentes acciones elementales ( en KNIGHTON 1984

Para el transporte, agrupando toda la carga sólida, también los modelos probabilísticos son variados y complejos; los más sencillos hacen referencia a tensiones críticas/caudal/caudal crítico/pendiente, etc., caso de formulaciones como la de Du Boys, Schoklitsch Bagnold, etc. (Knighton, 1984). En este sentido conviene citar las aportaciones de Einstein (1950), que reconoció la naturaleza estocástica del movimiento de partículas por el fondo, generando así modelos que relacionan tamaños/pesos transportados.

### b3.- Concatenación de las acciones elementales: el equilibrio de una corriente fluvial

Aún cuando se formulen modelos individualizados, en una corriente fluvial todas las acciones elementales actúan conjunta e interdependientemente. Un modelo cualitativo, elemental pero sumamente didáctico, explica los fenómenos fluviales de acuerdo con el balance global de potencia, así:

Se considera una P.B. (potencia bruta o total) una P.A. (potencia absorbida, en viscosidad, rozamiento, transporte, etc.) y P.N (potencia neta o disponible en cada caso y es P.B - P.A.). De acuerdo con esto y en un punto dado, pueden surgir dos casos:

- 1º) Que  $P.N$  sea  $+$   $\rightarrow$   $P.A. < P.B.$  Hay un exceso de potencia disponible  $\rightarrow$  excavación  $\rightarrow$  arranque y suavización de pendientes y aumento de la carga. Así se tiende a disminuir la P.B. y aumentar P.A. hasta conseguir que  $P.A. \approx P.B.$  Llegados a este punto "la corriente no excava pero asegura el transporte".
- 2º) Que  $P.N$  sea  $-$   $\rightarrow$   $P.A. > P.B.$  Hay un defecto disponible (se entiende en el paso de un punto a otro inmediatamente inferior)  $\rightarrow$  sedimentación  $\rightarrow$  acentuación de pendiente y alivio de carga. Así se tiende a aumentar P.B. y disminuir P.A., hasta que  $P.A. \approx P.B.$  Entonces, "la corriente no deposita pero asegura el transporte".

En suma: "todo canal fluvial tiende a adquirir una *pendiente* que le proporciona la *potencia mínima necesaria* para, deducido el rozamiento, *transportar la carga*, es decir, una pendiente en la que  $P.N. \rightarrow 0$ . Dicha pendiente se entiende como *la de equilibrio*."

Desde un punto de vista teórico puede decirse que *erosión y sedimentación* son fenómenos "obligados" para un río; en general es un *agente esencialmente de transporte o evacuación* (ya sea de agua, ya de

agua y material que, por otros procesos, va a parar a su lecho). De acuerdo con ello todo río tiende a adquirir un *perfil con pendiente en equilibrio en todos sus puntos*; este es el que exige una P.N.  $\rightarrow 0$  y una P.B. necesaria para vencer rozamientos y evacuar cargas. Anotemos que este es un tipo de perfil conocido como *provisional*, frente al *definitivo o teórico* en que  $P.N = 0$  y el río sólo es capaz de evacuar el agua.

Teniendo en cuenta los diferentes tipos de equilibrio posibles en un *sistema* (Chorley, Kennedy, 1971): *estático, estable, inestable, metaestable, estacionario, termodinámico, dinámico, y dinámico metaestable*, el equilibrio fluvial puede enfocarse desde varias perspectivas, así:

- 1º) En ingeniería hidráulica, donde interesan fluctuaciones elementales, a corto plazo, el río puede suponerse como un *sistema estable*; el río tiende a recuperar sus condiciones de partida, tras un estímulo dado, mediante *ajustes dinámicos*.
- 2º) En Geomorfología, donde interesa el historial global del paisaje (y no sólo la dinámica modeladora o del agente, es decir, el curso de agua), el río es un *sistema evolutivo con desplazamientos globales* de rango superior de simple *ajuste*.

En este segundo contexto, hoy se discute si el sistema fluvial evoluciona según: modelos *termodinámicos*, con una tendencia a un final estabilizado; modelos de *regimen permanente*; modelos de *equilibrio dinámico o de equilibrio metaestable*.

La formulación de uno u otro modelo, puede estar afectada por la escala a que refiramos la evolución del río, así: las variables dinámicas se ajustan a *modelos estables*; las geomorfológicas de escala media (fases de agradación, degradación, encajamiento, aluvionamiento, etc.) se ajustan a *modelos de equilibrio dinámico metaestable* (cada uno de los estados implica la superación de ciertos *umbrales* con cambios sustanciales o *catástrofes*, tal como los plantea R. Thon, ver Graf., 1979); los geomorfológicos a escala global (de tipos de paisajes resultantes) se ajustan a modelos *termodinámicos*.

Sea cual fuere el modelo, lo cierto es que el río presenta una tendencia de ajuste en su perfil. Tal tendencia queda controlada por variables de implicación diversa: *independientes* (caudal, carga, nivel de base, le son impuestos al río); *semindependientes* (anchura, profundidad, superficie de la cuenca; etc., dependen de

las variables independientes y de la acción del río) y *dependientes* (la pendiente del cauce). De acuerdo con esto, el río *trata de ajustar su pendiente* para realizar el mínimo trabajo, en su acción de ajuste de transporte.

*b.- El trazado de la red hidrográfica: morfografía y morfodinámica*

La configuración de una red hidrográfica puede analizarse en diferentes contextos, así:

1) *En Conjunto (todos los canales de una cuenca)*

2) *individualmente (canal por canal):*

*b<sub>1</sub>) EN PLANTA*

*b<sub>21</sub>) LONGITUDINAL*

*b<sub>2</sub>) EN PERFIL*

*b<sub>22</sub>) TRANSVERSAL*

*\*.- Análisis en conjunto.*

Trata de conocer la estructuración de los canales: densidad, geometría de conjunto, confluencia, diversificación, etc. Ello responde a factores tales como: clima, vegetación, suelos, estructura, litología, grado evolutivo, etc. Así se establecen diferentes clasificaciones o tipos de redes (Fig. 5.18) y cálculos (ley de número de canales de Horton, grado de confluencia, orden, etc.; ver Strahler, 1974).

2<sub>1</sub>) *Análisis individual en planta.*

Más dinámico que el anterior, trata de conocer la morfología del canal y su relación con los procesos erosivo-sedimentarios.

Tal como se estableciera inicialmente (Leopold y Wolman, 1957), los tipos básicos considerados son: *rectilíneo, meandriforme y braided*.

Respecto a los dos primeros y su diferenciación mediante índices de *sinuosidad* (que de una u otra forma, se basan en la relación  $L_c/L_v$ , siendo  $L_c$  = recorrido total del agua a lo largo del cauce y  $L_v$  = desplazamiento real o recorrido rectilíneo entre el punto inicial y final de dicho cauce (Fig. 5.19) no hay discrepancias.

El problema surge en los casos de la *multiplicidad*. Hay autores que no diferencian entre diversas posibilidades que podríamos resumir: *multiplicidad de cauces* (podría equivaler a ríos *ramificados o anabranched*); *multiplicidad de canales* (podrían ser ríos *braided o trenzados*); *multiplicidad de láminas de flujo*

(*podría corresponder a anastomosados*). Esto implica diferencias de escala e implicación, pues cada ramificación puede generar o no *Braided* y cada *Braided* generar o no *anastomosados*; a los ramificados los separan *islas* formando cuencas de drenaje internas, a los *braided*, *islas* y a los *anastomosados* serían compatibles con cualquier otro tipo de río, incluso meandriforme y rectilíneo. (ver apartado  $b_{2,2}$ ).

En tanto se discute y acuerda esta limitación, la clasificación más adecuada a nuestro juicio, es la de Rust (1978), que aplicando los índices de *sinuosidad* y *de multiplicidad* (parámetro de braiding o trenzado, que modifica el índice de braiding establecido por BRICE en 1964, y lo mide según el número de barras o islas presentes en un arco de meandro o "trenza" de canal múltiple, Fig. 5.20).

Aún cuando esos tipos básicos de ríos sean los más frecuentes, no debe olvidarse que la *multiplicidad*, como se ha mencionado, es analizable a diferentes escalas (*macro: cauces; meso: canales; micro: láminas de agua*) y de esto pueden resultar otros tipos de ríos que se interrelacionan con éstos (Ej.: un río de múltiples cauces, donde alguno de ellos muestra múltiples canales y alguno de éstos, varios o todos, múltiples láminas, etc.).

En general, en el cómputo global de los ríos, se considera a los *rectilíneos* como los más *inestables*, de alta energía y capacidad de excavación; ello hace que su permanencia a lo largo de la evolución de una cuenca sea escasa. Una pérdida de energía los conduce a formar *sinuosidades* y ajustarse a un proceso mixto erosivo-sedimentario. Por otro lado, una carga excesiva los conduce a sobrepasar los límites de capacidad y competencia, formando *multiplicidad* de canales o láminas que generan grandes acumulaciones de *sedimentos*. Estos postulados básicos son discutidos por muchos autores, pues consideran que factores tectónicos, evolutivos, incluso granulométricos, son condicionantes de gran envergadura que reducen lo anterior a nuevas excepciones. Aquí destacaríamos las aportaciones de Schumm en el contexto evolutivo de los ríos, que establece diferentes tipologías según la carga, dentro de materiales en los que es posible el "ajuste", Fig. 5.21.

Sea como fuere, hay datos experimentales que demuestran cambios de uno a otro tipo de río a lo largo de su evolución. Ello implica la presencia de materiales "ajustables" y posibles *umbrales* de cambio que modifique las tendencias de ajuste (ver apartado de Evolución).



Fig. 5.18.a.- Tipos básicos

- A - Dendrítica
- B - Paralela
- C - Enrejado
- D - Rectangular
- E - Radial
- F - Anular
- G - Multi-cuenca
- H - Contorsionada

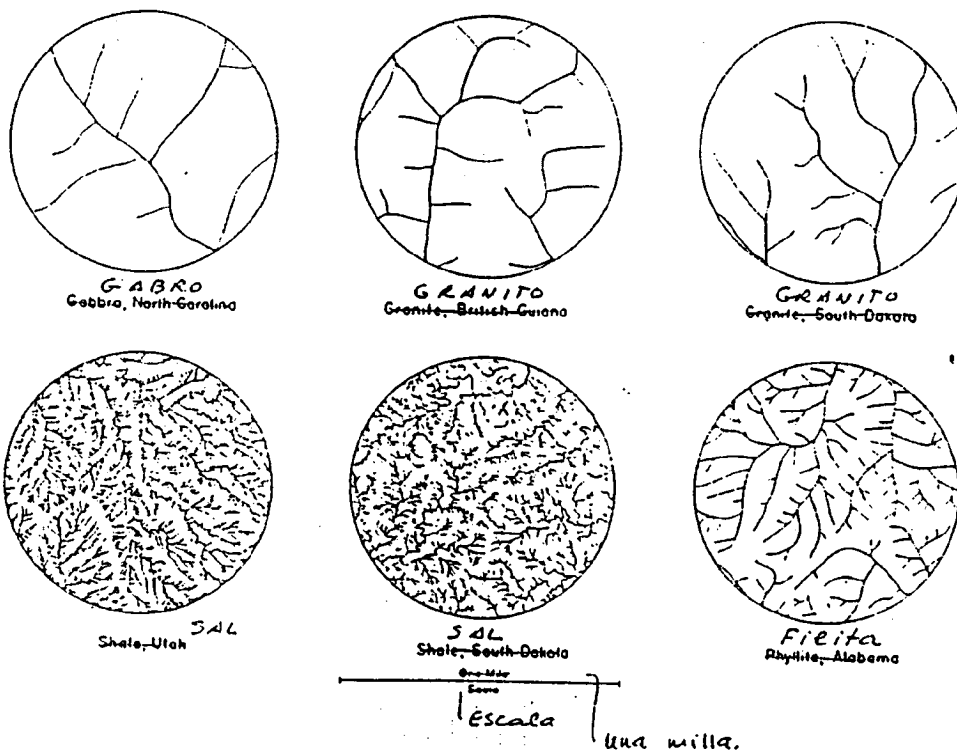
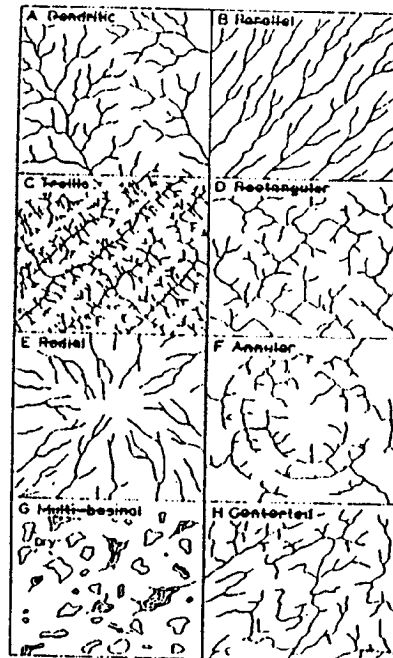


Fig. 5.18.b.- Densidad de la red en diferentes rocas

Fig. 5.18.- Redes de drenaje (en CHORLEY et al. 1984)

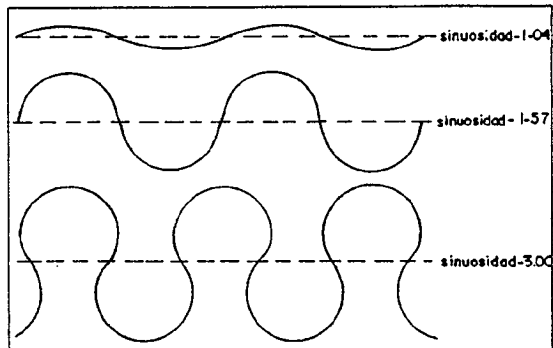


Fig. 5.19.- Diferentes valores de los indices de sinuosidad

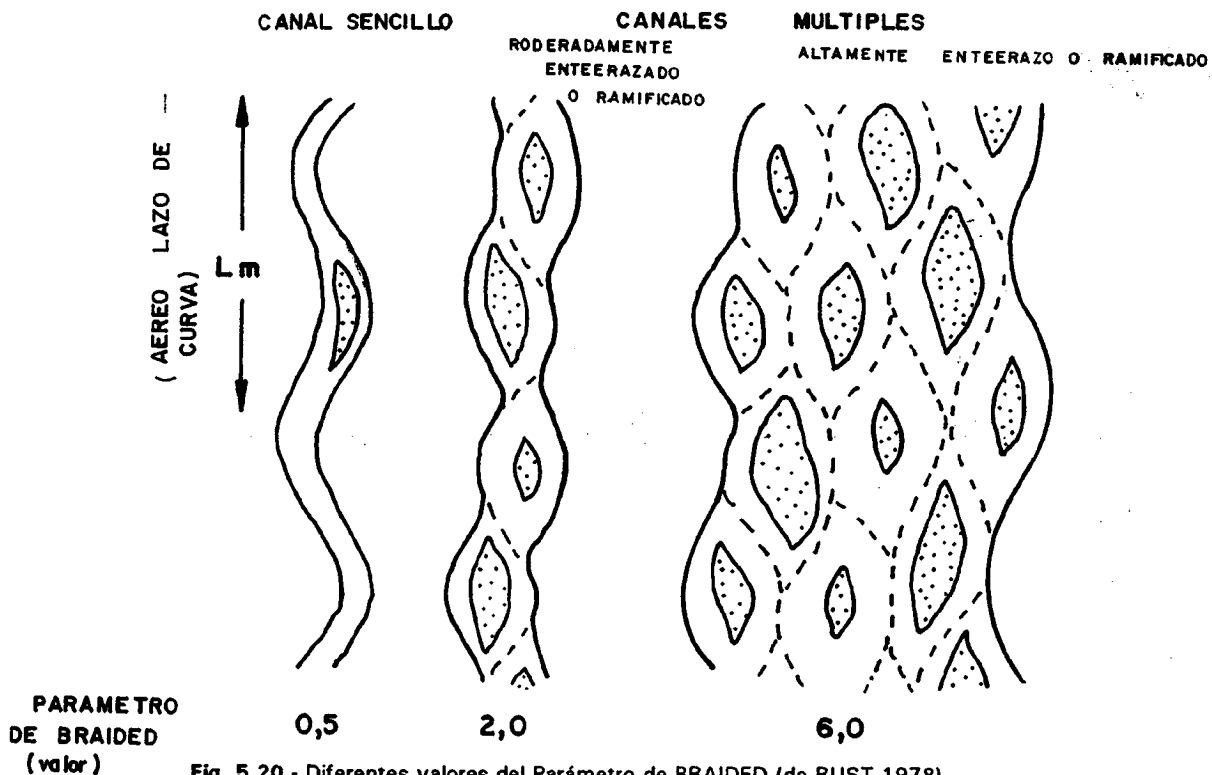
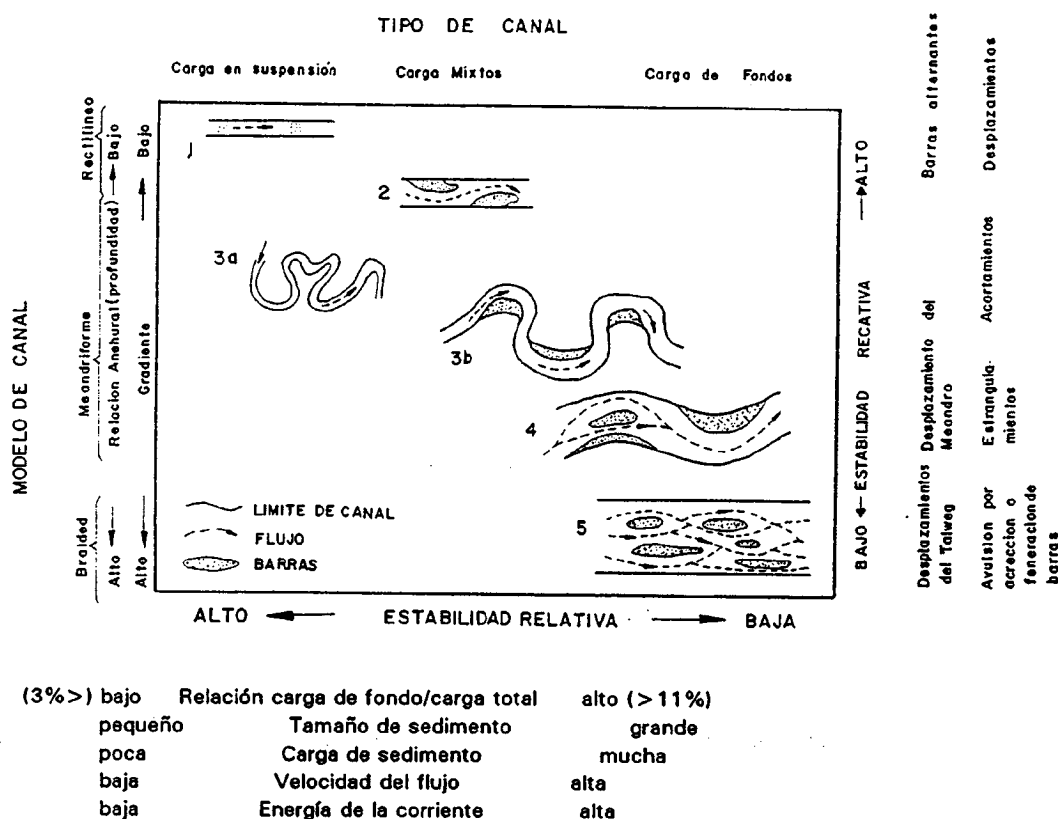


Fig. 5.20.- Diferentes valores del Parámetro de BRAIDED (de RUST 1978)

Multiplicidad Sinuosidad	Canal sencillo (Parámetro de Braiding < 1)	Canal múltiple (Parámetro de Braiding > 1)
baja < 1,5	RECTILINEO	BRAIDED
alta > 1,5	MEANDRIFORME	ANASTOMOSADO



**Fig. 5.21.-** Clasificación de las canales basada en su tipología, sedimentos asociados, indicando su estabilidad relativa (de SCHUMM 1981)

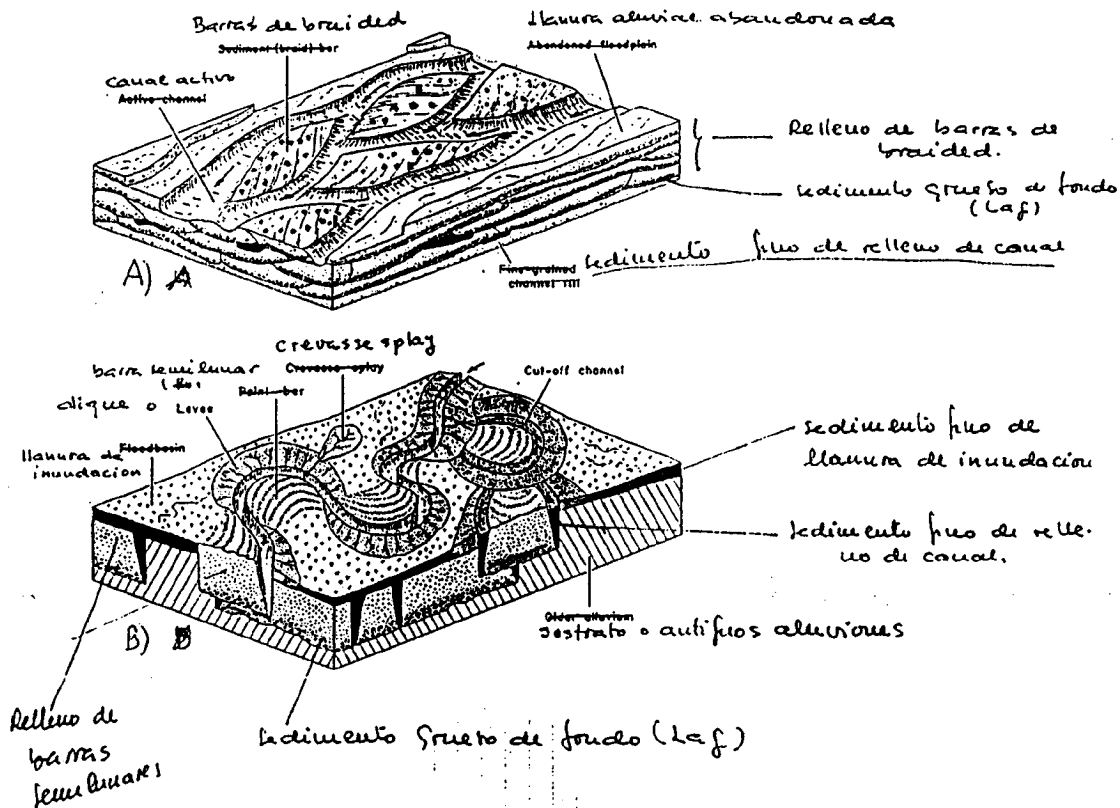
Aunque hay diferencias apreciables desde el punto de vista sedimentario, de los cuerpos de roca que forman y también en la morfología que definen sobre las llanuras aluvial (Fig. 5.22), desde el punto de vista dinámico hay cierto paralelismo entre el funcionamiento de los ríos meandriformes, anastomosados y braided. Como señalan ciertos autores (Rust, por ejemplo, op. cit.), los ríos múltiples son reductibles a trazados *sinuosos*. Cada canal o lámina de flujo, aparte de interferir con otra (lo cual le separa del meandriforme) describe una curva o lazo de meandro con excavación-deposición sobre las islas o barras confinantes. De cualquier manera los cuerpos sedimentarios están formados en uno y otro caso por *acreción* o *solape de barras* (Point-Bards y Braides Bards, en meandriformes y múltiples, respectivamente, Fig. 5.22). A ellos se añaden otros materiales de relleno de canal o desbordamiento.

En las relaciones dinámico-geométricas de los lazos de meandro, se consideran parámetros como:

amplitud, longitud de onda, anchura, etc., con diversas relaciones matemáticas (Leopold et al. 1964; Allen, 1970; Gregory et al. 1973, etc.). Característico igualmente es el flujo *helicoidal* (superposición del desplazamiento transversal y longitudinal, Fig. 5.23) que posibilita el fenómeno mixto erosivo-sedimentario (erosión y carga en el lado externo y sedimentación o descarga en el lado interno del siguiente lazo), en ocasiones esas corrientes pueden llegar a una cierta separación creando una *capa de cizalla*.

Todos esos procesos, en un río meandriforme, sensu estricto, generan: *barras semilunares* (Point Bard), con sus *crestas* (*scroll*); *escarpes de frente de erosión*; *relleno* (por desplazamiento de *extensión* sobre la llanura aluvial, con *acreción* interna y *erosión* externa); *traslación* y/o *rotación* por cambios climáticos; *estrangulamientos* (*cut off*); *acordamientos* (*chutte cut off*) en lazos o curvas de meandro; lagos efímeros (*oxbow*), etc. (Fig. 5.22 y 5.24).

Fig. 5.22.- Morfología general de una llanura aluvial en ríos meándricos (B) y BRAIDED o Anastomosados (A) con especificación de los tipos sedimentarios según el proceso de descarga que los genera (según ALLEN, 1970)



ii) ESPECIFICACION DE LOS TIPOS SEDIMENTARIOS

a) DE CANAL

- 1) LAG, carga gruesa de fondo
- 2) DE ACRECCION (arena-grava)
  - LATERAL (POINT-BAR) barras semilunares o de meandro
  - LONGITUDINAL, barras de BRAIDED (BRAIDED BAR)
- 3) RELLENO DE CANAL, en general material fino de decantación y precipitación

b) DE DESBORDAMIENTO

MARGINALES - diques o levees (de rebose de canal)   
 crevasse-splay (Abanicos de rotura de cauce)   
 (material heterogéneo según ríos.)

LLANURA DE INUNDACION. De desbordamiento estricto del canal ocupando las aguas el cauce de avenida (Material en general mixto, grano medio en la avenida, de decantación por la permanencia de pequeñas ciénegas, turberas, etc.)

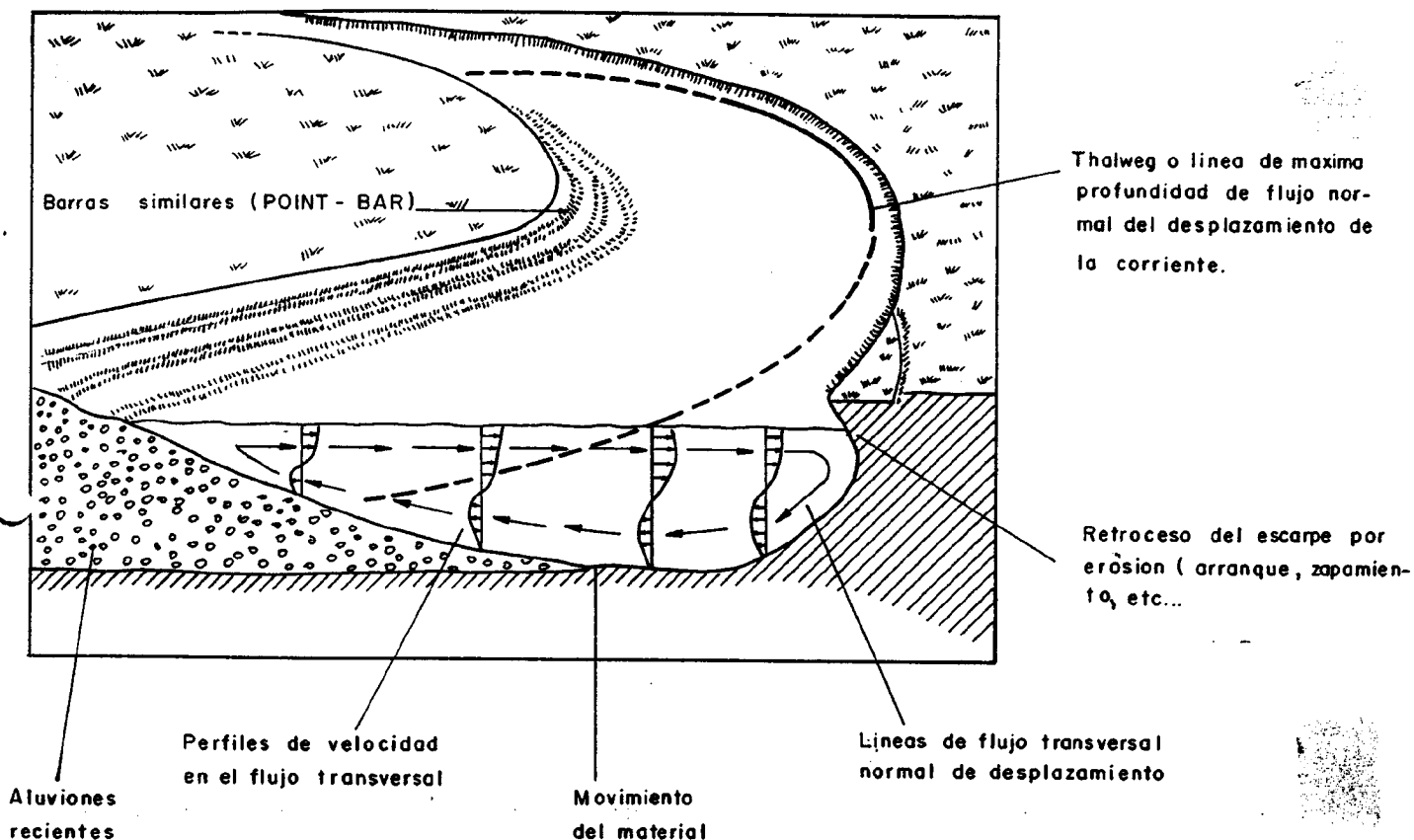


Fig. 5.23.- Flujo helicoidal en un meandro (de Smith y Stopp)

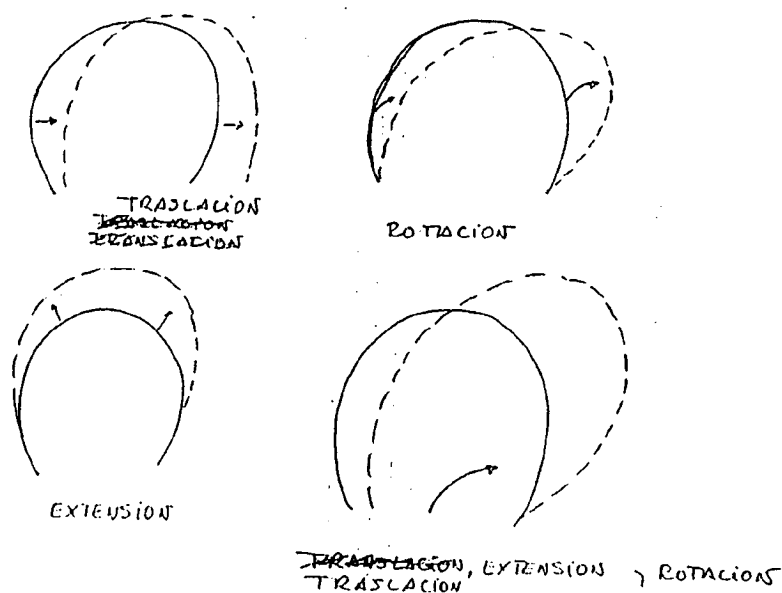


Fig. 5.24.- Modalidades de desplazamiento en un meandro

## b.2.1. Análisis individualizado en perfil longitudinal

Tal como lo dedujera Surrell en sus estudios sobre los torrentes alpinos, se trata de una curva de *pendientes límites* a la que tienden los cursos fluviales. En general se trata de una curva cóncava con tendencia tangente a ambos ejes; el de las alturas y el de las distancias al origen o nivel de referencia energético, es decir, el *nivel de base* (Fig. 5.25a).

En el análisis de los perfiles longitudinales hoy se plantean varias cuestiones, así: fundamento de su geometría, significado en el contexto evolutivo de un río y posibles modelos o ecuaciones de ajuste.

Respecto a lo primero se apuntan, como responsable de la forma cóncava, varios motivos: mayor caudal y competencia aguas abajo; decrecimiento de los tamaños de grano; presencia dominante de degradación en cabecera, mixta en el centro y agradación en el tramo bajo, etc. Apuntemos también un fundamento físico básico: se trata de la curva media más idóneas entre los dos extremos, la de mínimo trabajo y la de reparto uniforme del mismo. En cualquier caso hay que anotar la presencia de perfiles convexos descritos en zonas áridas, donde el río pierde caudal, incluso se agota en muchos casos aguas abajo. (Fig. 5.25b).

En cuanto al contexto evolutivo, de siempre se ha considerado el perfil longitudinal como una *medida del grado de equilibrio* de un río, si tenemos en cuenta los modelos actuales que se citan para estudiar dicho equilibrio (ver apartado 5.2.6.2.3), sólo en un sistema ESTABLE esto es aplicable en toda su magnitud. De cualquier manera, como se vió en el apartado aludido, esto es objeto de discusión.

Finalmente en cuanto a las ecuaciones referenciales, hay modelos diversos (ver Morisawa, 1985 y Knighton, 1984) (Fig. 5.25 d y e).

## b.2.2. Análisis individualizado en perfil transversal

Anchura y profundidad de un canal son parámetros que están en continuo proceso de modificación. Ello depende de: caudal, tipo de material transportado, composición del sustrato, etc.

También aquí surgen relaciones diversas para explicar tanto la geometría concreta, como su modificación por crecidas, tipos de sedimento, etc. (Tabla 5.6).

A veces este tipo de relaciones aportan más sobre la dinámica, incluso la evolución, que sobre la

configuración concreta del canal, y para su comprensión debe acudir a los términos descriptivos clásicos (Fig. 5.26 y 5.27).

d.- *Evolución fluvial: Formas y depósitos asociados*

Observaciones directas (medidas de caudal, tipos de canales, sedimentos, etc.), registros históricos (documentos, fotos, mapas, etc.) y registros sedimentarios y morfológicos (terrazas, secuencias aluviales, etc.) evidencian los cambios en las redes fluviales. Dichos cambios pueden ser a escala *micro-meso-macrotemporal* el problema suele ser definir relaciones *causa efecto*.

El sistema fluvial puede considerarse desde una perspectiva de "*sistema físico*" y/o de "*sistema histórico*" (Schumm, 1977). Variaciones energéticas conducen a cambios en el trazado, balance erosivo-sedimentario, etc.; es decir, FENOMENOS DE AJUSTE o variaciones *episódicas*, "*de baja frecuencia y alta magnitud, con cambios espaciales y temporales limitados y que, en general, tras su efecto el sistema recupera las condiciones iniciales*" (Brunsdon y Thornes, 1979). Sin embargo, también se producen cambios como el relleno de una cuenca, formación de terrazas, arrasamiento del terreno, etc. que entran en el contexto histórico; son por tanto fenómenos *provocados por el sistema físico pero en un contexto histórico*.

La cuestión está en llegar a determinar si los cambios *históricos* son *mera acumulación* de episodios "normales" según el funcionamiento del sistema físico permanente, o por el contrario, tienen indoles cualitativa diferente. Es decir, se trata de llegar a determinar si hay realmente *umbrales* que no pueden sobrepasar los cambios *episódicos*, salvo que se verifique una transformación *catastrófica en el sistema*. Igualmente, ocurrido eso, si dichos *umbrales* responden a variaciones o estímulos internos y/o externos al sistema.

Sea como fuere, hay unas *condiciones dinámicas o sistema físico* que se fundamenta en una permanencia de los fenómenos (balance de energía relación caudal-carga, relación flujo-viscosidad, relación arranque-deposición etc) y bajo un límite de condiciones externas (clima, vegetación, suelos etc) produce variaciones de *orden menor* o de escala *micro* (transformación en anchura profundidad, balances de arraste etc.).

Tal como ya se ha señalado, en muchos modelos se piensa que una *llanura aluvial* es una zona de *ajuste* en la que son asumibles todos los cambios del *sistema físico*. Por ello, al menos en teoría, un río podría "estabilizarse permanentemente en ese estado, sin

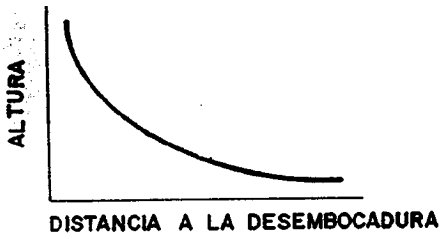


Fig. 5.25a.- Perfil cóncavo sencillo



Fig. 5.25b.- Perfil convexo sencillo

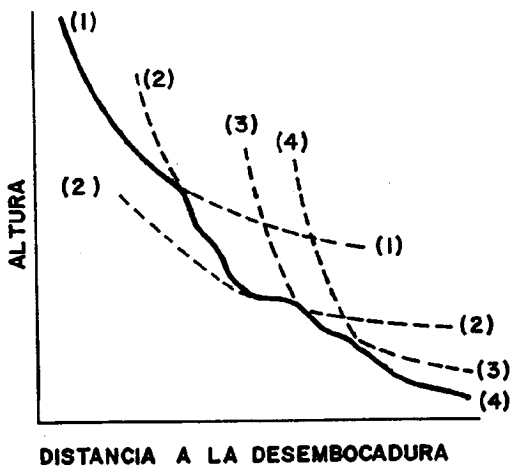


Fig. 5.25c.- Perfil complejo o compuesto con diferentes tramos correspondientes a posibles estudios evolutivos del río (elevaciones tectónicas, contrastes litológicos, etc.) (1,2,3,4 posibles perfiles interrumpidos).

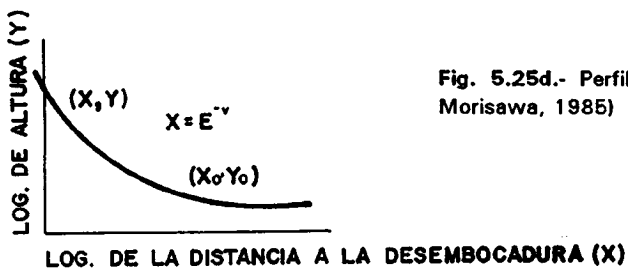


Fig. 5.25d.- Perfil con erosión regresiva, sobrepasando su divisoria (en Morisawa, 1985)

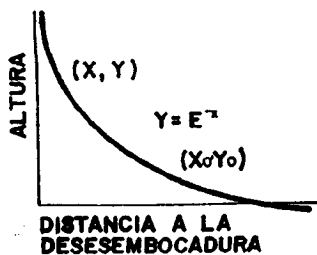


Fig. 5.25e.- Perfil con erosión o encajamiento por debajo de su nivel de base aparente (en Morisawa, 1985).

Fig. 5.25.- Tipos de perfiles longitudinales

Fig. 5.6.- (En Knighon, 1984). Relaciones múltiples entre pendientes de los canales y variables dependientes.

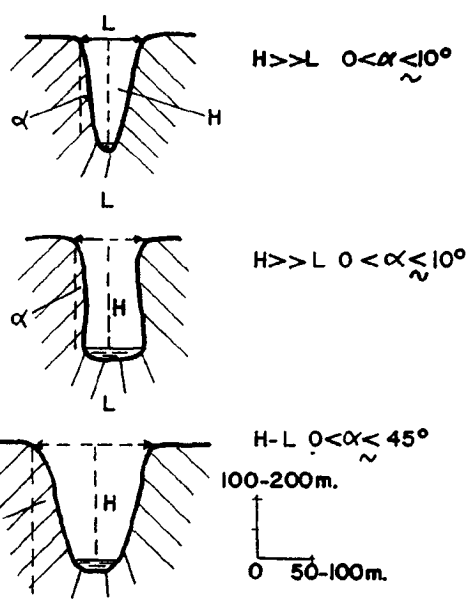
AUTOR	RELACIONES	ANOTACIONES	
WOLMAN y BRUSH (1961)	$s = 0,0011 C_s^{0,25} Q^{-0,47}$	Experimental, para arena gruesa	
CHERKAVER (1972)	$s = K_1 R_f^{0,80} D^{0,20} (W/d)^{0,14} A_d^{-0,40}$ $s = K_2 R_f^{0,28} D^{0,25} A_d^{-0,19}$ $s = K_3 R_f^{1,02} D^{0,28} (W/d)^{0,22} A_d^{-0,51}$ $s = K_4 R_f^{0,42} D^{0,06} A_d^{-0,21}$	Segmentos cóncavos en rocas sedimentarias Segmentos rectilíneos en rocas sedimentarias Segmentos cóncavos en rocas graníticas Segmentos rectilíneos en rocas graníticas	Para corrientes efímeras en Arizona: segmentos cóncavos aguas arriba y rectilíneos aguas abajo
CHARLTON et al. (1978)	$s = 0,40 Q^{-0,42} D_{65}^{1,36} D_{90}^{-0,24}$ $s = 0,12 Q^{-0,25} D_{65}^{1,22} D_{90}^{-0,55}$	$d/D_{90} > 3$ Canales relativamente planos $d/D_{90} < 3$ Canales relativamente rugosos	Para ríos Británicos con fondo de gravas con carga de sedimentos en transporte despreciables

## SIMBOLOS

$s$  = Pendiente del canal       $q$  = caudal       $R_f$  = Relieve de la cuenca       $D$  = media del tamaño medio del canal  
 $C_s$  = Concentración total de sedimentos  
 $w/d$  = Relación Anchura/Profundidad;  $A_d$  = Superficie de drenaje  
 $D_{65}$  = Tamaño de grano con el 65% de partículas de diámetro inferior a  $D$   
 $D_{90}$  = Tamaño de grano con el 90% de partículas de diámetro inferior a  $D$



FORMAS DE CANCHALLOS  
 FORMAS DE CAÑONES  
 FORMAS DE BARRANCOS  
 FORMAS DE CANALES  
 FORMAS DE LITORAL  
 FORMAS DE DIVAFACION



**OBSERVACIONES**

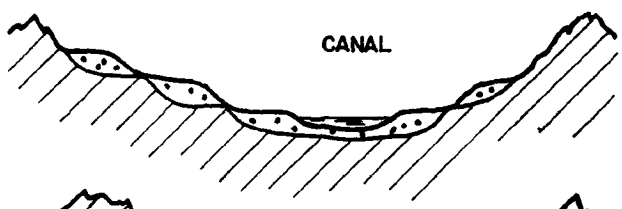
(escalas y dimensiones son aproximativas y, más que en valor absoluto, sirven para relacionar comparativamente entre los distintos grupos de formas).

$l$  = anchura  $h$  = profundidad fondo con sedimento

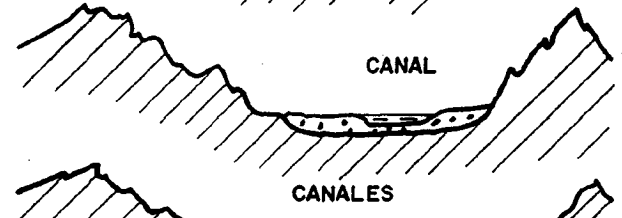
garganta = característica de cauces torrenciales o esporádicos de dinámica violenta, en material consolidado (ej: rocas cristalinas)

cañon = característica en ríos de dinámica tranquila o poco variable, en rocas estratificadas, fundamentalmente calizas y areniscas.

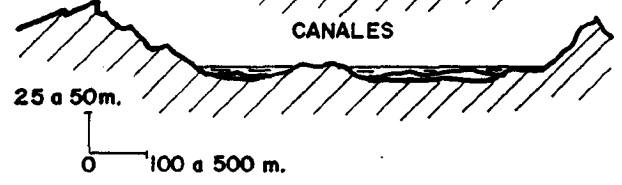
Barranco = característico en cauces de dinámica excepcional (arroyos, ramblas, torrenteras y material poco consolidado (arcillas, arenas-arcillosas, margas, etc.).



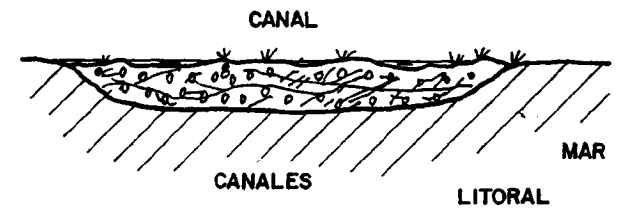
Morfología característica de cursos medios, sin gran control estructural.



Morfología característica de zonas (planicies, valles, depresiones, etc.) con gran control estructural (fosas, plataformas encajadas, etc.).

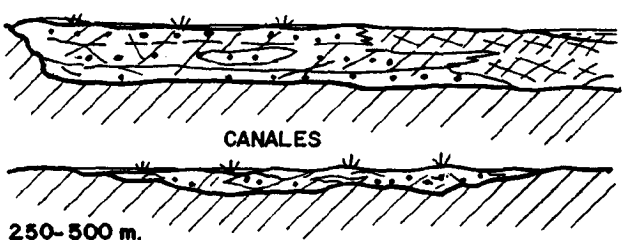


- canal
- ⋯ Aluviones antiguos
- ≡ " actuales (llanura aluvial)
- ↔ vegetación de márgenes
- /// SUSTRATO



Fondos amplios de divafación fluvial.

Fondos amplios de divafación fluvial con interferencia marina y desarrollo de zonas pantanosas.



Fondos amplios de divafación fluvial, fuera de la acción litoral, con desarrollo de zonas pantanosas.

- ⊘ Aluviones y depósitos lacustres antiguos
- ≡ Aluviones actuales (llanura aluvial)
- ↔ Vegetación de márgenes y/o de pantano
- /// Sustrato
- ⊘ depósito marino de interferencia
- canal

Fig. 5.26.- Algunos tipos básicos de perfiles transversales.

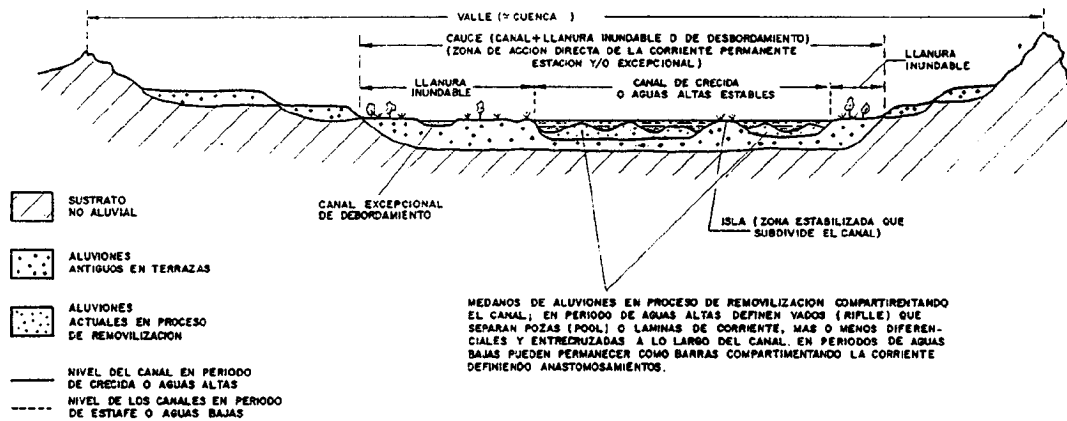


Fig. 5.27.- Nomenclatura resumida, de un perfil transversal estandar en ríos de aterrazamiento con llanuras aluviales bien definidas.

evolucionar hacia otros que implican cambios de otra escala".

Frente a lo anterior nos encontramos con resultados que deben ser encuadrados en el contexto de cambios a *meso* y *macroescala*; es el caso de redes de aluvionamiento que pasan al encajamiento o el de sediplanos y/o superficies erosivas, respectivamente. Estos serían cambios netamente históricos. Es aquí donde se plantean los problemas a la hora de fundamentar los cambios; bien se trata de la evolución normal del sistema físico, sin ningún tipo de convulsión (un río por ejemplo es básicamente aluvionar y "acumula" sediplanos; un río es básicamente erosivo y "acumula" superficies de aplanamiento; o es mixto y genera aterrazamientos), bien ocurre lo contrario, los ríos tratan de estabilizar su evolución (por ejemplo en esas llanuras de ajuste) y permanecen en unos estados "estacionarios", salvo que se sobrepasen unos límites o "umbrales" que producen cambios convulsivos o catastróficos.

Lo anterior, que quizás sea aplicable a los otros procesos exógenos, aún cuando aquí se defina mejor, está por ser aclarado y, quizás, haya ejemplos de ambos fenómenos. Al menos eso puede concluirse en base a los dos paisajes referenciales más notables en la actualidad: los de *abanicos aluviales* y los de *sistemas de aterrazamiento*.

Los *abanicos aluviales* son una modalidad de Abanicos de Piedemonte y los más característicos se sitúan en cuencas intermontanas (Ej: el suroeste semiárido de U.S.A. ver Bull, 1977). En estos casos, como demuestran los registros sedimentarios, el sistema ha actuado "casi de manera acumulativa", asumiendo cambios tectónicos y climáticos de gran envergadura pero manteniendo su tendencia evolutiva hacia el relleno de la cuenca o generación del sediplano.

Quizás el proceso de permanencia, o determinante, sea el mantenimiento de un *nivel de base estable como consecuencia de el contraste dinámico entre una cuenca*, en proceso de hundimiento, y un *macizo montañoso*, con redes canalizadas y jerarquizadas, en proceso de elevación (Fig. 5.28).

Tectónica, contexto morfológico (donde los abanicos se asocian a otro tipo de corrientes fluviales y lagos efímeros, configurando la cuveta o *bolson*), contexto climático (que introduce variaciones episódicas en los aportes, solapando diferentes conos para definir el abanico) etc., establecen notables variaciones de facies, tal como se describe en textos generales y/o trabajos regionales, por ejemplo los de la Fosa del Duero y Tajo que funcionaron bajo este tipo de modelo durante parte del Terciario. (Hoyos et al 1985, Sopeña, 1984, Diaz Molina, 1984, etc.).

GARGANTAS ( Red fluvial jerarquizada )

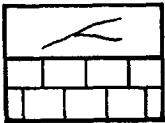
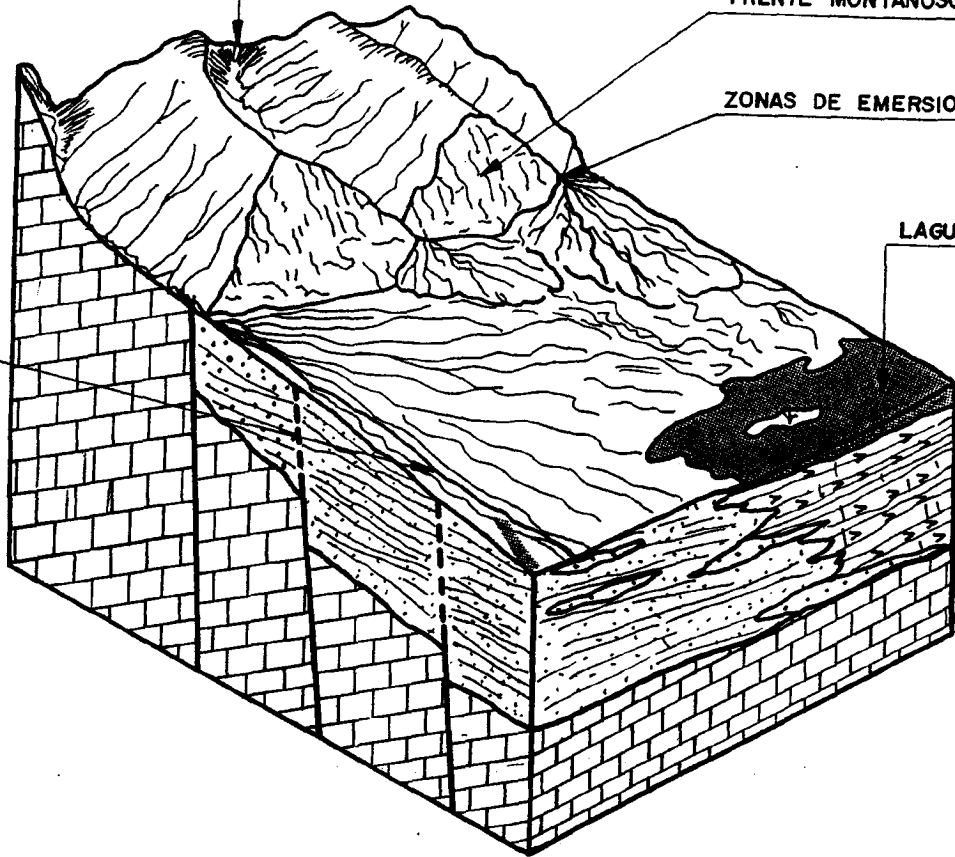
5/47

FRENTE MONTANOSO

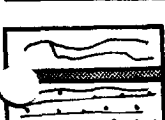
ZONAS DE EMERSION

LAGUNA EFIMERA

Rio mas permanente  
con llanura-aluvial  
autonoma



Macizo Montañoso. En proceso de elevación con redes fluviales encajadas y jerarquizadas



Sustrato



Cuenca, en proceso de hundimiento (subsistencia), con redes fluviales no encajadas, efímeras (salvo excepciones) y dispersas. Lajos efímeros.

Facies proximales. Detrítico grosero, corrientes de barro, semiconcentradas

Facies media. Detrítico medio y fino, corrientes tipo Shef, flood y braided o anastomosado

Facies distales. Detrítico fino, material de decantación, corrientes tipo anastomosado, posibles canales de mayor permanencia

Lentejones de canales de cierta permanencia con llanura aluvial autónoma

Facies lagunares (Playa lake) evaporíticas, químicas.

Fig. 5.28.- Modelo de Abanicos de Piedemonte en una cuenca subsidente (Modificado a partir de BULL, 1977)

Los *sistemas de aterrazamiento*, aunque más sencillos sedimentológicamente, presentan grandes complicaciones dinámicas y morfogenéticas. Son lo más común en los ríos peninsulares actuales y se basan en procesos sucesivos de aluvionamiento o encajamiento (según sean terrazas aluviales, mixtas o erosivas) seguidos de una *sobreexcavación* que deja "colgada" la llanura primitiva (sea aluvial, sea erosiva). Es evidente, pues, que su evolución se ajusta más a una secuencia de *estabilización-cambio catastrófico*. Dicho cambio, independientemente de las causas que lo regule, tiene o tenía su fundamento teórico en la *no permanencia del nivel de base*.

Independientemente de los tipos morfológicos resultantes (Fig. 5.29), actualmente las terrazas se definen como de génesis más compleja a aquellas establecidas como producto de las oscilaciones eustáticas del nivel de base general, es decir, el mar. Así hoy se consideran génesis *eustáticas, climáticas, fluvio-glaciares y tectónicas*. El funcionamiento de las tres primeras se muestra en la Fig. 5.30a. Precisemos que, tal como aportara Trevisán, en los fenómenos *eustáticos y fluvio-glaciares*, es erróneo considerar *glaciar-interglaciar*, como equivalente a *transgresión-regresión y/o rehielo-fusión; máximos glaciares e interglaciares* (Fig. 5.30b)

Finalmente, el modelo climático desarrollado por Trevisan en base a las terrazas estacionales (producidas por los períodos de crecida-estiaje), no explican los escalonamientos, para lo que deba acudirse a la *tectónica* posiblemente, al igual que para ciertos solapes en niveles de rellanos sobre el canal, etc. También queda por explicar los procesos que implican grandes aluvionamientos en etapas semiáridas o *resistásticas*, por ausencia de cobertera vegetal.

#### e) Repercusiones

Finalmente y a nivel de *repercusiones de estos procesos*, deben considerarse que esa variabilidad fluvial implica como *fenómeno normal*, la ocupación más o menos rítmica, de la llanura de inundación por las aguas, al sobrepasar el límite de capacidad del canal ya sea rebosando, en un fenómeno atenuado, ya sea desbordando ampliamente. Tales procesos, a menudo catastróficos, sólo son posibles allí donde se ha ocupado esa llanura, cauce normal del río.

Es evidente pues, que la mayoría de los acontecimientos sociales catastróficos debidos a las crecidas de un río, son altamente previsibles, aunque no siempre evitables; basta conocer los períodos de

recurrencia lo cual es más que adecuadamente considerado en todos los tratados de Hidrología. En aquellos casos en los cuales la crecida puede considerarse como un fenómeno de excepción (catastrófico en el sentido teórico más estricto), casos por ejemplo de deslizamientos, aludes de hielo, erosión acelerada, etc., aunque menos controlables deben acudirse a estudios más amplios que reconozcan el contexto geológico de una cuenca y las modificaciones introducidas por el hombre.

Este, con grandes obras hidráulicas (embalses, canalizaciones, explotación de aluviones, modificación de cursos fluviales, urbanización, etc.) es con frecuencia un agente añadido a la dinámica fluvial, que induce riesgos, provoca cambios en el "sistema físico" y dirige con frecuencia el desplazamiento de "sistema histórico", es decir, de la evolución del río.

Es evidente el conocimiento, debido a los trabajos sumamente detallados y complejos de ingeniería hidráulica, del sistema fluvial en su consideración como "estable" (ver el apartado 5.2.6.4), es decir como "sistema físico", queda por investigar aún más, el problema del desplazamiento de las redes fluviales en una dimensión histórico-evolutiva.

En otra consideración, asociando los fenómenos fluviales a la escorrentía en general, una repercusión importante es la que conlleva la *pérdida de suelo* en lo que se ha generalizado como *erosión del suelo* (ver apartado .....).

También, lo cada día más frecuente, urbanización, implica modificaciones notables en las redes de drenaje, lo que incide en la organización de los procesos fluviales por sí mismo, en tanto en cuanto varía su capacidad de evacuación, y de forma inducida, en tanto en cuanto varía la infiltración.

En suma, los procesos fluviales, como conjunto de escorrentía, están directamente afectados por múltiples actuaciones en Ingeniería hidráulica, sanitaria, agrónoma y forestal. Ello hace que se modifiquen, a veces de manera notable, los balances *erosión-sedimentación* en los cursos fluviales, que se propagan aguas arriba, afectando a las cabeceras y aguas abajo, afectando a la desembocadura e incidiendo en la dinámica litoral.

1) APAREADAS: niveles simétricos o no, definidos a ambos lados del canal



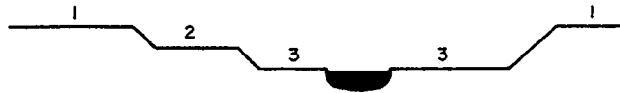
2) NO APAREADAS: Situación contraria a la anterior



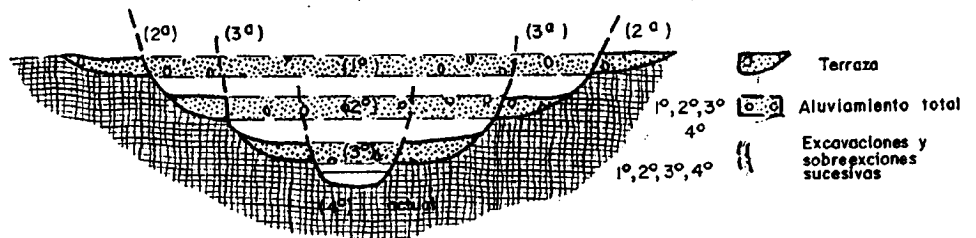
3) SIMETRICAS: apareadas que tienen desarrollo similar a ambos lados del canal



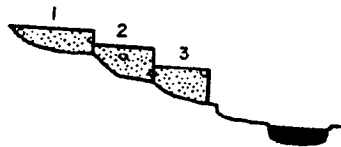
4) ASIMETRICAS: apareadas o no con desarrollo desigual



5) ESCALONADAS: la sobreexcavación erosiona por debajo del nivel de excavación traspasando los aluviones y encajándose en el sustrato



6) ENCAJADAS: caso similar a (5) pero con rellenos en fases sucesivas que no dejan aflorar el sustrato



7) SOLAPADAS: La sobreexcavación no llega al nivel de excavación antiguo, con lo que la nueva terraza se desarrolla sobre los propios aluviones de la anterior

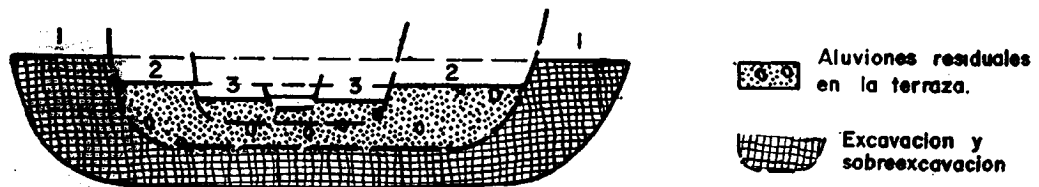


Fig. 5.29.- Tipologías más comunes de las terrazas

ANA (PLUVIAL GLACIAL)	REGRESION-NIVEL DE BASE EN DESCENSO  <u>ENCAJAMIENTO</u>		+ PLUVIOSIDAD CRECIDA  <u>ALUVIONAMIENTO</u>		REHIELO. MENOS FUSION-ESTIAJE  <u>ENCAJAMIENTO</u>
CATA (PLUVIAL GLACIAL)	TRANSGRE- SION NIVEL DE BASE EN ASCENSO  <u>ALUVIONAMIENTO</u>		- PLUVIOSIDAD ESTIAJE  <u>ENCAJAMIENTO</u>		FUSION-CRECIDIA  <u>ALUVIONAMIENTO</u>
ANA (PLUVIAL GLACIAL)	REPERCUSION-NIVEL DE BASE EN ASCENSO  <u>ENCAJAMIENTO</u>		+ PLUVIOSIDAD CRECIDA  <u>ALUVIONAMIENTO</u>		REHIELO. MENOR FUSION-ESTIAJE  <u>ENCAJAMIENTO</u>
	TERRAZAS EUSTATICAS	POSIBLE INTERFERENCIA EUSTATICA CLIMATICA	TERRAZAS CLIMATICAS	POSIBLE INTERFERENCIA CLIMATICA FLUVIO GLACIAR	TERRAZAS --- FLUVIOGLACIARES

Fig. 5.30a

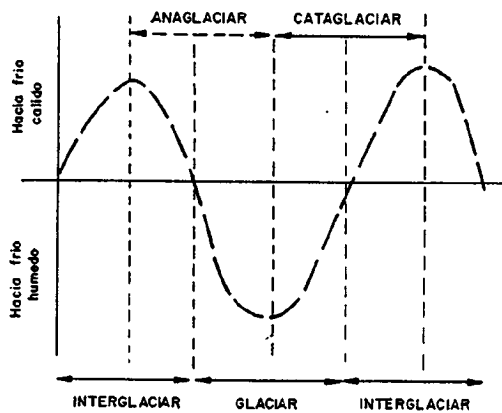


Fig. 5.30b.

Fig. 5.30a.- Tipos genéticos de terrazas (se supone coincidencia de *anaplusia*, más precipitación en cursos medios, *anaglaciar*, pero hacia un período glaciario y viceversa, *cataplusia*, *cataglaciar*)

### 5.2.7 Procesos eólicos

#### a.- Delimitación del agente

En este tipo de procesos, se trata de acciones provocadas por el viento sin otro tipo de mediación.

La presencia de aire atmosférico y, por ello, las diferencias de presión y los flujos que esto implica, son tan generales que prácticamente cubren todos los medios exógenos.

Sin embargo, aunque la acción del viento sea tan general, formas y depósitos de origen eólico se localizan en lugares preferentes. Ello es consecuencia de que el proceso eólico sólo es efectivo allí donde se conjuntan acción del viento y otros factores, tales como: tipo de materiales, presencia o ausencia de cobertura vegetal, grado de humedad del suelo, tipo de morfología de la superficie, etc.

De esta forma: llanuras aluviales, sean de frentes de fusión glaciaria, ríos, abanicos de piedemonte, etc.; llanuras costeras y planicies desérticas, sean en mediso cálidos o fríos, definen de una manera clara estos procesos.

#### b.- Principios básicos del proceso

El aire es un fluido newtoniano compuesto de una mezcla de gases, con baja densidad y viscosidad. A pesar de sus diferencias en ese sentido, en muchos aspectos, su funcionamiento es comparable al del agua y su acción geológica.

En la atmósfera las fuerzas de inercia predominan sobre las de viscosidad, presenta valores altos del número de Reynolds, lo que implica unos flujos *turbulentos*. Esos movimientos secundarios, generando torbellinos o vórtices, son el elemento más eficaz para la acción geológica del viento.

Esa acción geológica, se desarrolla a partir de la tensión ejercida por el viento sobre el suelo; este realiza sobre aquél un "efecto de frenado" que se propaga hasta una altura dada.

Puede decirse que, sea cual sea la velocidad del viento y su masa a una altura dada, hay una capa o nivel medida desde el suelo que, por el efecto de frenado, la velocidad es cero (Fig. 5.31a).

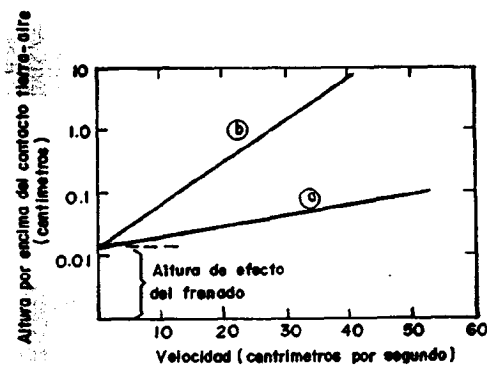


Fig. 5.31a.- Relación de las características teóricas de dos vientos "a" y "b" con dos velocidades diferentes, mostrando que por encima de la misma superficie queda fijada la altura para la cual el frenado reduce la velocidad del viento aproximadamente a cero (en Dapples, 1963).

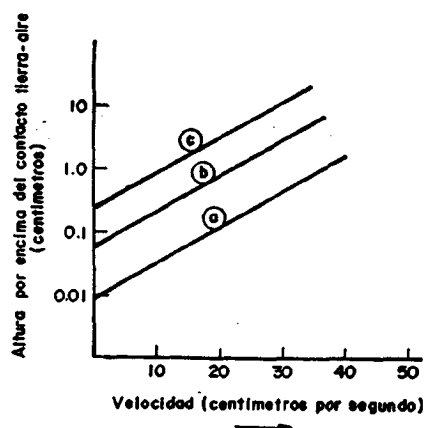


Fig. 5.31b.- Relación esquemática de las condiciones ideales de un viento de velocidad constante que se desplaza sobre superficies con tres magnitudes diferentes de rugosidad superficial. El viento "a" se desplaza sobre la superficie de rugosidad mínima; el viento "c" sobre la superficie de rugosidad máxima. Obsérvese que la altura a la cual se alcanza la velocidad cero es más elevada por encima del contacto aire-tierra en el caso de la superficie de mayor rugosidad (en Dapples 1963).

La transferencia de energía implica una tensión sobre el suelo y ésta es expresable en términos de velocidad, si bien aquí, al contrario que en el medio acuoso, sólo tiene sentido la velocidad eficaz y no las medias. De acuerdo con lo anterior, los gráficos de distribución de velocidad son fundamentales en los procesos eólicos.

La tensión, fuerza de frenado o tractiva por unidad de área, como en el caso de una corriente fluvial, puede expresarse por  $\tau = \rho V^2$ , siendo  $\rho$  = densidad y  $V$  = velocidad efectiva de tracción o velocidad de frenado.  $V$  es una medida indirecta de la proporción de frenado o tensión ejercida sobre el suelo por el viento y por ello varía con la velocidad  $V$ .

La altura de frenado es función de las rugosidades del suelo, (Fig.5.31b): un mismo viento, por tanto, puede tener efectos muy variables en la erosión, transporte y sedimentación.

c.- Las acciones elementales, erosión, transporte y sedimentación: materiales y formas

### 1) Erosión

La acción sobre las partículas es función de varios tipos de fuerzas: *elevación, cizalla, impacto*, que deben superar la *gravedad, fricción y cohesión*.

Los fenómenos de erosión, en su expresión efectiva, pueden realizarse por: *arranque y desgaste*. Los primeros suelen referirse como *deflacción*, los segundos como *corrosión-abrasión*.

Resultado de estos fenómenos son las sobreexcavaciones formando *cuvetas de deflacción*; el vaciado o arrastre de material fino y medio dejando materiales gruesos que forman *pavimentos, o hamada y suelos pedregosos o regs*. Rocas fungiformes, pulidas, facetadas (cantos ventiflactados), alveolos, etc., son las formas derivadas de la acción abrasiva del viento cargado de partículas.

Aunque en nuestras latitudes estos fenómenos tengan una incidencia muy inferior a la del agua, la erosión eólica tiene gran importancia en la pérdida de suelo productivo. Por ello en diversos estudios se han establecido aproximación a una ecuación evaluadora de ese proceso (ver Yaalon y Ganor, 1966).

El control de estos fenómenos, pasa por la consideración de todos esos factores señalados. Revegetación, cultivo adecuado, modificación de la micromorfología o equipamientos que desarrollen la misma función, aumentar la rugosidad del suelo, modificación de la humedad del suelo, evitando la sequía, etc., son las prácticas dominantes de protección.

### 2) El transporte

El transporte, en general, se verifica, a semejanza del medio fluvial, bien en el seno del fluido: *suspensión*, bien sobre el fondo o lecho: por *deslizamiento y rodadura*, bien mixto por *saltación*, ello dependerá de la morfología y tamaño de las partículas, así como de la velocidad del viento.

La velocidad en este caso es primordial, dada la escasa densidad del fluido, a pesar de ello partículas de tamaño superior a los cinco milímetros sólo pueden ser transportadas por deslizamiento y rodadura.

En el movimiento en suspensión, son las fuerzas de elevación, turbilhonares, las que inician el proceso y, una vez elevada la partícula, es la sustentación la responsable de su permanencia en el fluido, a veces en grandes distancias.

Saltación, deslizamiento, rodadura en una especie de "creep", son los responsables de la formación "tipo" duna y ripples o rizaduras, la suspensión se asocia a transporte, generalmente largo, con acumulaciones tipo loess.

### 3) La Sedimentación

En estos procesos, más que sedimentación, habría que referirse a "reagrupamiento" de material. De todos modos y con base física sí hay un "abandono de carga" y una "precipitación".

En la "carga de fondo", que es arrastrada por la superficie y/o muy cerca de ella se producen una serie de acumulaciones de mayor o menor tamaño que definen un fondo ondulado, y cuyo dominio corresponde a las *dunas*. Estas, como en el fondo fluvial, inician su formación por el crecimiento continuo a favor del flujo; las partículas son desplazadas de barlovento, donde se establecen pendientes suaves, a sotavento, donde se localizan pendientes fuertes y crecimiento de la duna (Fig. 5.32).

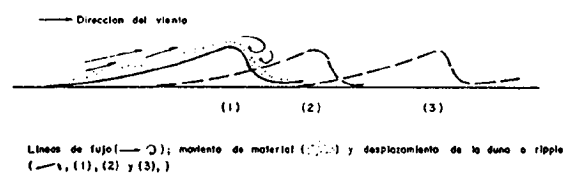
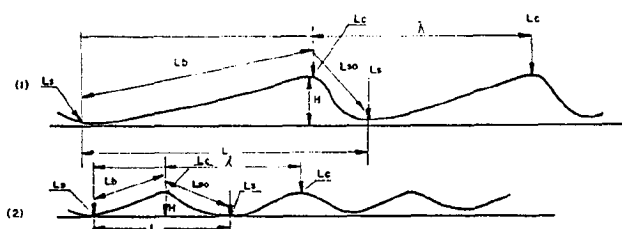


Fig. 5.32.- Desplazamiento de dunas



Las clasificaciones de esos fondos ondulados, son muy variadas; en casos se hacen por sus dimensiones (según L y H), en otros según su morfología y aspecto externo (simetría, asimetría, asociación de ellas, etc.), en otros por su estructura interna (según los tipos de láminas, etc.) y otros según su génesis (Fig. 5.33 y 5.34). La jerarquía se establece de acuerdo con las diferencias o dispersiones de longitud de onda, en *ripples* (rizaduras); *dunas* y *draas*. Estas muestran cuatro tipos fundamentales de longitud de onda (fig. 5.35 a y b) (*draas*, se trata de "grandes colinas de arena", en denominación originaria de Argelia).



- (1) Geometría de dunas y ripples (rizaduras): asimétricas: (1), y simétricas
- (2) L = longitud, H = altura,  $l_b$  = lado de barlovento, ladera o dorso de la duna y ripple;  $l_{so}$  = lado de sotavento, frente o escarpe de la duna y ripple,  $l_c$  = línea de cresta o cresta,  $l_s$  = línea de surco o surco, A = longitud de onda de una asociación de dunas o rizaduras.

Fig. 5.33.- Geometría de dunas y ripples

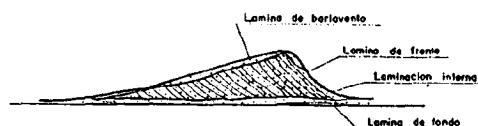


Fig. 5.34.- Estructura interna de dunas y ripples

Las *dunas* presentan gran variedad de formas y asociación (Fig. 5.36).

Los *loees*, las partículas menores de 0,05 mm pueden ser transportadas a grandes distancias. Inicial-

mente se usó el término *loess* para denominar unos depósitos arcillosos (en general de grano fino, aunque con porcentaje alto de sílice) de color amarillento, sin una estratificación marcada. Materiales similares cubren grandes extensiones en el hemisferio Norte, en una banda casi paralela a los límites al máximo desarrollo de la glaciación pleistocena.

En general no se está muy de acuerdo en todas las propiedades de los Loess, aunque pueden sintetizarse caracteres dominantes, tal como se presenta en la Tabla 5.7.

En su origen se consideran dos tipos básicos: "Verdadero Loess", de procedencia glacial y transporte eólico posterior y el más dudoso, de origen "desértico" (se entiende de desiertos cálidos o mixtos). El primero es producto de la acción eólica en las grandes planicies de Owtwash (fluvio postglaciares) de altas y medias latitudes durante las fases glaciares pleistocenas. Así se han definido depósitos de este tipo en China, Asia Central, Norte de Europa y América, Argentina, etc.

Los Loess desérticos son problemáticos de interpretar allí donde predominan los tamaños arenosos, sin embargo se han apuntado fenómenos de abrasión como causantes de tamaños granulométricos capaces de ser transportados en suspensión por el viento. Llanuras aluviales, tipo aluvial fans, meteorización de la roca, etc. pueden igualmente proveer de partículas aptas para su movilización a grandes distancias.

Recordemos aquí, que también como acciones eólicas, deben catalogarse las producidas en ambientes glaciares y periglaciares, en las cumbres la acción del viento moviliza parte de la cobertura de nieve produciendo fenómenos similares y/o convergentes con los descritos para materiales arenosos y de otras granulometrías.

### 5.3 Síntesis general: tipos de relieves o paisajes

El predominio en el modelado de algunas zonas de ciertos procesos exógenos elementales antes descritos (ver capítulo 5.2), ha hecho que frecuentemente sean considerados como *sistemas morfogenéticos*. Sin embargo, tal calificativo debería reservarse para aquellos conjuntos de *acciones (o sistema de procesos)* de los cuales derivan *conjuntos o asociaciones de formas* configurando un *paisaje*.

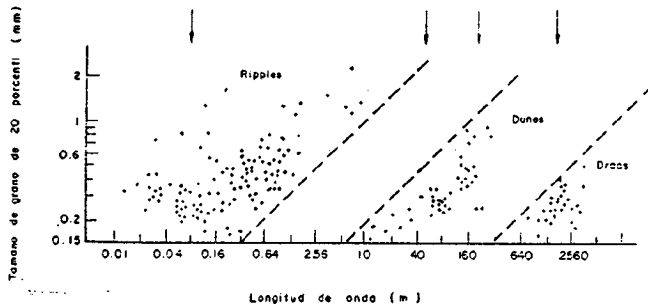


Fig. 5.35a

	$\lambda$ modal	Rango de $\lambda$	Rango de H
Ripples	5 c	1 - 300 cm	
Dunas (1)	40 m	20 - 300 m	1 - 30 m
Dunas (2)	200 m		
	1.500 m	1 - 3 km	20 - 200 m

Fig. 5.35b.- Tipos de ondulaciones según diferentes parámetros (en CHORLEY et al. 1985).

Lo anterior es así dado que la *morfogenesis*, globalmente considerada, es el *producto* de una *dinámica antagonica* entre fuerzas endógenas y exógenas, verificada sobre un *medio geológico* (un *territorio* con una historia evolutiva, unos materiales, unas estructuras tectónicas y unas morfologías previas). Este planteamiento, todo lo matizado que se considere oportuno, queda bien clarificado en los trabajos de Davis (especialmente en su obra síntesis sobre el ciclo geográfico en 1899) al considerar las formas del *terreno* como el *producto de: estado, estructura y proceso*.

Aún cuando para la Ingeniería geológica haya muchos aspectos que carecen de interés, la *interacción dinámica, asociación de procesos (o sistema de procesos) y la asociación de formas (o tipos de relieves y/o paisajes)*, son el fundamento de la Geomorfología. A pesar de ello y dada su incidencia en Ingeniería, lo más destacado aquí, han sido los aspectos, o ciertos aspectos, de la parte que suele denominarse *geomorfología dinámica*, es decir: *procesos y productos exógenos elementales* (terrazas, aluviones, coluviones, vertientes, tills, morrenas, etc.).

El punto de partida o llegada para los análisis en Geomorfología, son las *asociaciones o grupos* de formas *elementales* configurando *paisajes o tipos de relieves*, por ello haremos aquí una breve reseña de los mismos.

En ausencia de otras referencias más precisas, seguiremos aquellas más usuales y que asocian esos tipos de relieves o paisaje a factores genéticos dominantes, esto es: *litológicos, estructurales y climáticos*.

### 5.3.1 Relieves litológicos

Las propiedades físicas y químicas de las rocas, introducen unos condicionantes de primera magnitud en las acciones modeladoras. En algunos casos esos condicionantes pueden llegar a "determinar" la configuración geomorfológica de un territorio, tal ocurre de forma notable con las *rocas carbonatadas (o solubles, en general)*, *las rocas graníticas y las volcánicas*.

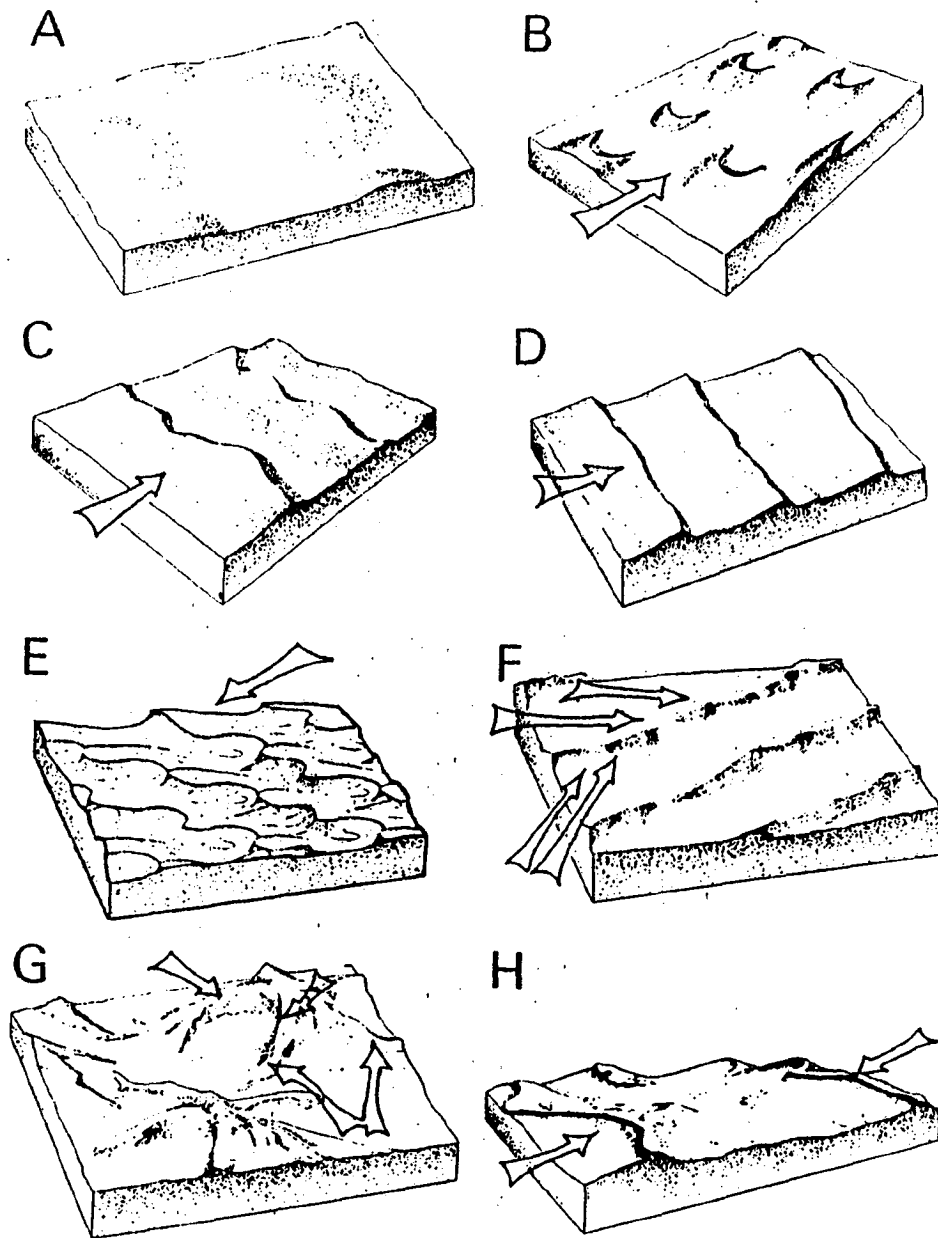


Fig. 5.36.- Tipos de duñas de acuerdo con su posición según la dirección dominante del viento.

A - Dunas dómicas; B - Dunas abarjanadas (barjanas); C - Alineaciones narjanoides;  
 D - Dunas transversas; E - "Akeé" dunas; F - Dunas longitudinales; G - Dunas en  
 Estrella; H - Dunas reversas u opuestas (en CHORLEY et al. 1983)

Las morfologías *carsticas* son el producto de una *meteorización* singular sobre materiales *solubles*. Esos procesos básicos de disolución se generan y conducen a la *interconexión* entre flujos de agua superficiales y subterráneos. Esto genera unos comportamientos Hidrogeológicos y Geotécnicos específicos.

Resultado de esas interconexiones son los grupos de formas *exocarsticas* (Dolinas, Lapias, Uvalas, etc.) y *endocarsticas* (conductos, simas, etc.) En ambos casos pueden aparecer elementos "constructivos" (de precipitación) y "destructivos" (de disolución) (Fig. 5.37).

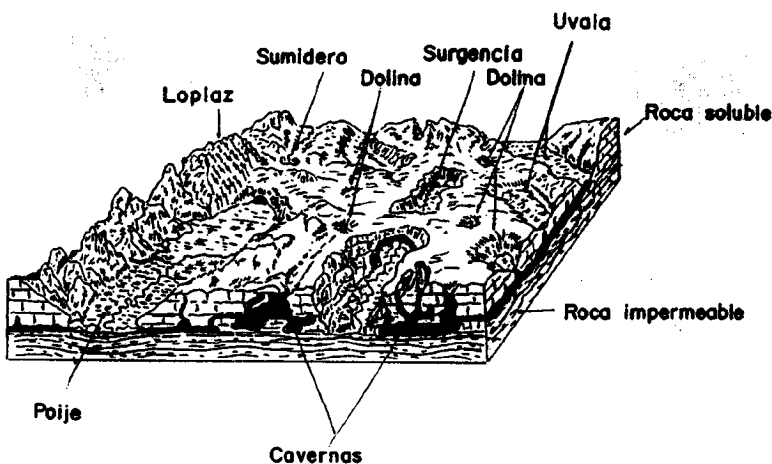


Fig. 5.37.- Formas más comunes en un paisaje karstico.

Los terrenos karsticos, dada su fisonomía y la especial organización hidrológica e hidrogeológica, constituyen un caso aparte de lo que, en principio, debe considerarse como un fenómeno de meteorización (disolución) (ver apartado 5.3.1) y de erosión "fluvial" subterránea.

En principio la morfología es propia de las rocas carbonatadas, si bien, hay fisonomías convergentes en muchas otras rocas, incluso volcánicas y graníticas. Fisonomía y proceso similar es sin embargo, el producido en otras rocas solubles como son sales, yesos. Esto hace que, en aquellas morfologías derivadas de esos grupos de rocas, no solo las carbonatadas.

El proceso de carstificación se produce como consecuencia del "ensanchamiento y profundización" de

las líneas de rotura en las rocas y/o de los planos de estratificación. Dicho fenómeno es directamente proporcional a contenido en  $\text{CO}_2$  de las aguas, ya que progresa por disolución. Para entender este proceso es necesario, por tanto, profundizar en la hidroquímica e hidrodinámica de las aguas subterráneas (ver apartado .....).

Aparte de su interés hidrogeológico, en carst tiene una incidencia notable en ingeniería en tanto en cuanto está sujeto a riesgos notables de colapso y subsidencia al generarse posibles hundimientos más o menos rápidos.

Dichos fenómenos son especialmente peligrosos allí donde el carst ha sido fosilizado por formaciones recientes (aluvial, glacial, coluvial) e incluso obstruidos sus conductos, que pueden ser reactivados al modificar el régimen hídrico del lugar, bien sea por la explotación de acuíferos, bien por otra obra de ingeniería hidráulica.

El conocimiento de la red de conductos y de funcionamiento de los mismos, lo cual es posible con cartografías de detalle, es preceptivo para detectar esos fenómenos que pueden afectar a asentamientos de diversos tipos.

Los *relieves graníticos* se originan como consecuencia de una meteorización y denudación *diferencial*. La heterogeneidad mineralógica y textural de estas rocas, conduce a una descomposición selectiva que, en ambientes climáticos adecuados, puede hacer que coexistan formas de roca fresca o muy ligeramente degradada (Domas, Crestas, Berrocales, Lanchas), con otras muy alteradas y degradadas (Arenizaciones, Bolos en acumulaciones aisladas, Tors, etc.) (Fig. 5.38).

Los *relieves volcánicos*, en principio son formas "constructivas" debidas a los procesos magmáticos efusivos. Esto hace que frecuentemente se les incluya en un contexto similar al de los paisajes de origen tectónico. A pesar de ello la posterior evolución de los "edificios volcánicos", está muy ligada al material que los compone y su interacción con los procesos de modelado.

### 5.3.2 Relieves estructurales

Este tipo de relieves presenta gran variedad en tanto dependen claramente de la interferencia entre ambas dinámicas, la interna por medio de los procesos "constructivos" o *tectónicos* y la externa, por medio de los procesos "destructivos" o de *modelado*. También

debe asociarse el tipo de litología y sus cualidades (estratificada o no, consistente o no, ritmicidad o alternancia, etc.). Todo ello implica el que en muchos casos, cadenas montañosas recientes, por ejemplo, deba aludirse a *estructuras complejas* donde aparecen relieves condicionados por factores muy diversos aún cuando sean derivados de la dinámica tectónica como dominante (Fig. 5.39).

"resaltes de exhumación o inversión", bien una interacción dinámica que condiciona la presencia o ausencia de estas formas de acuerdo con la intensidad relativa *tectónica-modelado*.

Finalmente a este grupo de relieves pertenecen también aquellos derivados de una evolución compleja que, dentro de macizos antiguos arrasados, sufren nuevos ciclos denudadores y predomina una acción diferencial condicionada por la litología, pero con reflejo neto de la estructura de los plegamientos antiguos; se trata de los *relieves apalachianos*.

### 5.3. Relieves climáticos

En este contexto suelen situarse los grupos de formas en los que la acción de las fuerzas modeladoras se imponen sobre los factores restantes; ya sea por la eficacia de aquellas ya por la escasa relevancia de los segundos.

La cualificación de este tipo de relieves es a menudo dudosa, pues se asocian, por un lado, a agentes exógenos que se presuponen "dominantes" (caso del glaciar y periglacial) y, por otro, a una zona climática definida (caso de la árida, húmedo-templada, húmedo-cálida, etc.).

Sin una base muy contrastada, aquí tomaremos como referencia unos ambientes climáticos, que se definen térmicamente y subdividen o completan por su grado de humedad efectiva. Así pueden deducirse: *ambientes fríos, templados y cálidos*.

#### 5.3.1 Paisajes de ambientes fríos

Corresponden a altas *latitudes* y *altitudes*, en los que la precipitación sólida es dominante. En ellos predominan los procesos glaciares y periglaciares, bien asociados bien individualizados.

#### 5.3.2 Paisajes de ambientes templados

Son quizás menos característicos debido al equilibrio entre diferentes grupos de procesos: fluviales encauzados, periglaciares estacionales, gravitacionales más o menos asociados a procesos de meteorización y/o desarrollo edáfico, pluviales, que pueden ser dominantes allí donde nos aproximamos a las zonas cálidas (caso de los ambientes mediterráneos), etc. De cualquier manera, en este tipo de paisajes, son las redes fluviales más o menos jerarquizadas y constantes y/o más o menos difusas y esporádicas (según se trata de

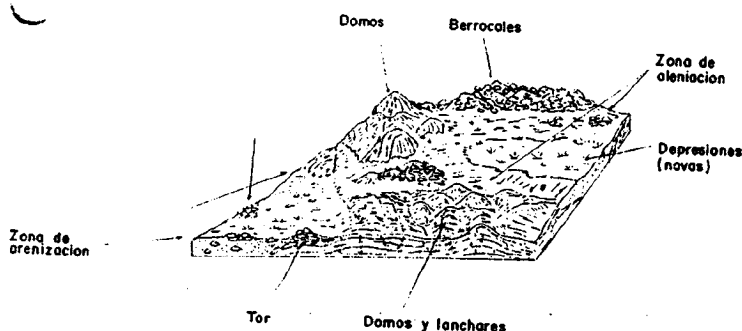


Fig. 5.38.- Formas más comunes en un paisaje granítico.

Eludiendo los casos anteriores, las formas estructurales en sí, aparecen: bien debidas a una *tectónica de plegamiento* (dentro de las cuales se incluyen los casos en los que hay "ausencia" del mismo), bien debidas a una *tectónica de fracturación*.

Los *relieves de plegamiento* varían de acuerdo con la magnitud y/o estilo de la deformación: anticlinal, sinclinal, monoclinal, incluso horizontal, isoclinal, etc. De ellos derivan formas elementales tipo Mont, Combe, Mesas, Cuestas, Crestas, etc. (Fig. 5.39-1-2-3-4-5-6-7-8).

Los *relieves de fracturación*, en principio son formas sencillas en las que predomina el "resalte" de bloques desnivelados. Ello conduce a la formación de *escarpes, alineaciones, depresiones*, etc. Sin embargo deben destacarse dos fenómenos: uno la acción modeladora diferencial a ambos lados del plano de falla y otro el de la intensidad y persistencia de la dinámica desniveladora. En estos casos pueden aparecer, bien

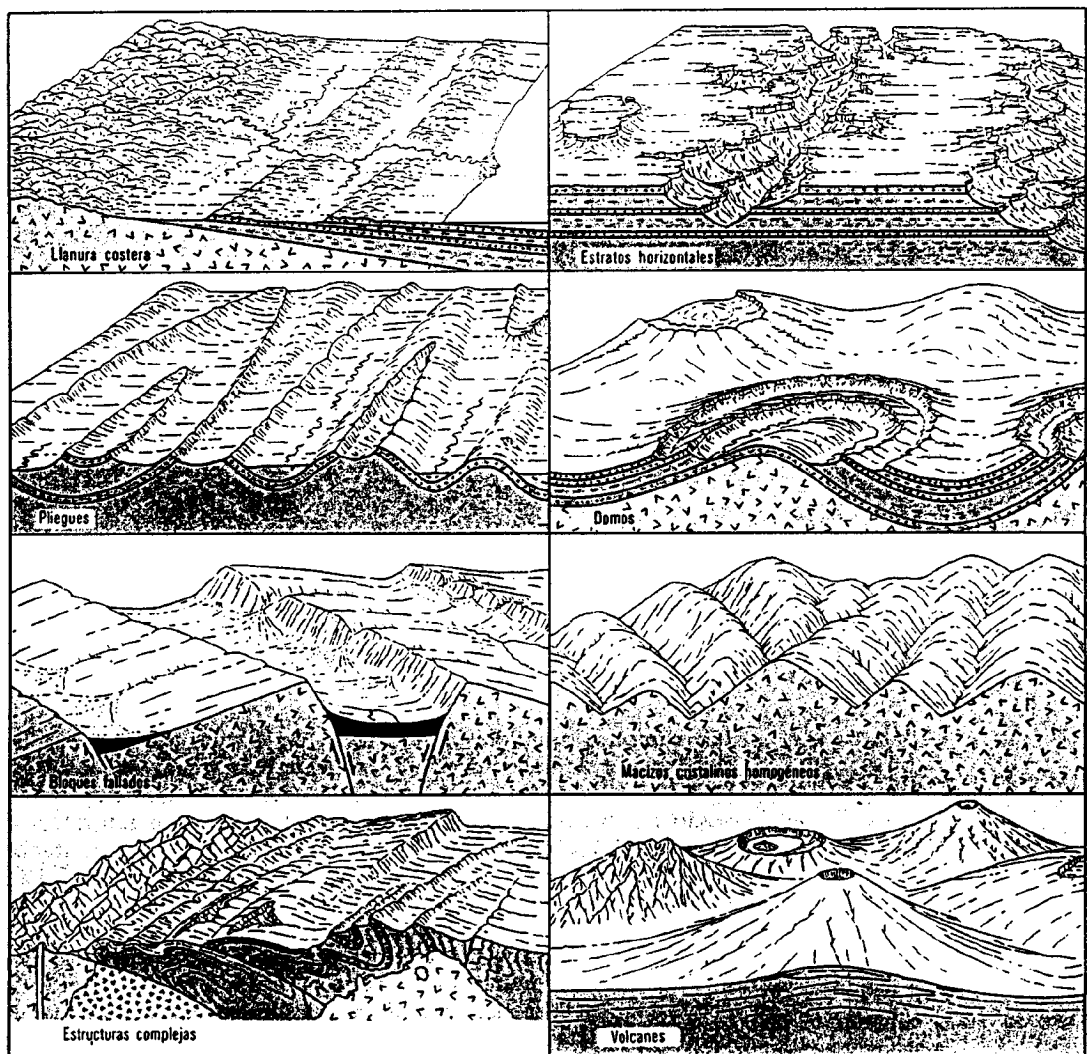


Fig. 5.39.- Algunos ejemplos de relieves estructurales (tomado de Strahler, 1974).

ambientes más húmedos y templados o más secos y cálidos, ya en transición hacia los estrictamente cálidos). Paisajes referenciales en estos ambientes son aquellos que sirvieran en su momento para formular el modelo de erosión "normal" o "ciclo geográficos del relieve" (Davis, 1899).

### 5.3.3 Paisajes de ambientes cálidos

Aquí el agrupamiento puede considerarse casi como puramente referencial, ya que presentan características sumamente contrastadas según se trate de ambientes *cálidos áridos, intermedios o húmedos*. Desde la perspectiva puramente *zonal*, pueden establecerse asociaciones entre aquellos ambientes y la franja de *desiertos tropicales, la sabana y el bosque ecuatorial*, respectivamente. En un contexto más ajustado hay que considerar a los *desiertos azonales* (continentales, litorales, etc.) y áreas ciclónicas regionales (caso del Monzón).

En los ambientes *desérticos*, partiendo de una morfología previa, los paisajes están condicionados o determinados por los procesos edícos.

Si la delimitación anterior se hace de acuerdo con los ambientes y se incluyen franjas de transición, es decir las *semiaridas*, las condiciones varían notablemente debido a la presencia de agua. Procesos pluviales y fluviales no encauzados o semiencauzados (arroyada en manto, arrastre en masa, etc.) de tipo estacional y/o excepcional condicionan la evolución de estas zonas y conducen a la generación de grandes planicies de acarreo (Pediments y/o glaciares de erosión) y/o sedimentación (sediplanos, glaciares de colmatación y mixtos, etc.).

La *sabana*, como franja de transición o intermedia entre los otros dos ambientes, modifica sus características desde lo más seco (semiárido en tránsito al ambiente desértico, *sabana espinosa*) a lo más húmedo (tránsito al bosque ecuatorial, *sabana de pluvisilvia*). La variabilidad de estos ambientes, reflejada notablemente durante los tiempos históricos y/o geológicos, se concreta en una morfogénesis *húmedo-seco*, que posibilita la sucesión de etapas.

## CAPITULO 6

### RECONOCIMIENTO DEL TERRENO

#### 6.1. EL RECONOCIMIENTO DEL TERRENO

"Reconocimiento del terreno es una expresión que se utiliza habitualmente para indicar la realización de aquellas actividades que persiguen como objetivo, un mejor conocimiento de la Tierra, mediante técnicas más o menos complejas.

El término, en su expresión literal, resulta amplio y quizás sería mejor, en lo que al contenido de este capítulo se refiere, hablar de Investigación "in situ" o también Prospección "in situ".

Sin embargo, estas expresiones, al menos en su etimología, reflejan peor el contenido de lo que se va a tratar.

Se entenderá pues, por Reconocimiento aquellas técnicas, que aplicadas directamente sobre el terreno, permiten obtener un resultado numérico o no, que servirán para obtener un mejor conocimiento del mismo.

Este reconocimiento puede facilitar una respuesta directa o indirecta, estableciéndose así una primera clasificación:

- Técnicas de reconocimiento Directas
- Técnicas de reconocimiento Indirectas

Las primeras facilitan directamente el dato que se desea obtener mientras que las segundas lo obtienen indirectamente a partir de las mediciones o respuestas conseguidas. En cualquier caso esta clasificación puede resultar ambigua si se analiza en profundidad y su mención aquí obedece únicamente a razones más bien históricas.

El Reconocimiento del terreno facilita pues datos directos o indirectos sobre una o varias propiedades del terreno con objeto de obtener una información lo más precisa posible sobre la distribución, tipo y propiedades físicas de los materiales del subsuelo, necesarios para la obtención de MODELOS que representen las características del terreno y

permitan obtener unos parámetros de DISEÑO. Esta podría ser pues una definición aceptable de lo que es el Reconocimiento del terreno.

Se trata pues mediante la prospección, de la obtención de parámetros necesarios para la resolución de problemas de Ingeniería Geológica.

Con las ideas hasta ahora descritas, se ha pretendido centrar el alcance de este capítulo sobre Reconocimiento del Terreno. Únicamente señalar que las técnicas de prospección geofísica por su importancia y extensión se han preferido tratar en capítulo separado distinto.

#### 6.2. PLANIFICACION DE RECONOCIMIENTOS

Un capítulo muy importante en el desarrollo de los Reconocimientos consiste en establecer una buena planificación de los mismos.

En efecto; una adecuada planificación de los trabajos de prospección, además de motivos de racionalidad, puede implicar reducciones importantes en los costes de ejecución (ya de por sí elevados) y sobre todo una mayor fiabilidad en los resultados obtenidos.

Según el alcance de la investigación que se esté desarrollando, la Planificación será distinta. De un modo general se señala a continuación, el siguiente esquema en el que se podría encuadrar una Planificación determinada.

#### A. Análisis del estado actual del conocimiento existente

##### A.1. Obtención de documentación sobre:

- Mapas topográficos
- Mapas y memorias geológicas
- Publicaciones, informes regionales, locales y de detalle
- Otros datos y mapas (suelos, drenaje, pluviometría, etc.)
- fotografía aérea (normal, color, satélite,



## 6/2 RECONOCIMIENTO DEL TERRENO

especiales).

### A.2. Reconocimientos previos:

- Situación (accesos, clima, etc.)
- Morfología
- Litología
- Tectónica (Discontinuidades)
- Geomorfología (relieve, estabilidad, drenaje)

### B. Planificación del Programa de Investigación y Replanteo

### C. Exploración General y/o de detalle

- Estudios Geológicos de Superficie
- Prospecciones (manuales, mecánicas, geofísicas, etc.)
- Toma de muestras
- Ensayos de Laboratorio
- Ensayos "in situ"
- Instrumentación

### D. Identificación de parámetros y su distribución espacial (Definición del Modelo)

### E. Evaluación de parámetros (Diseño)

### F. Solución o soluciones propuestas

### G. Comprobación de los resultados y eventual regreso a una etapa anterior.

## 6.3. PROCEDIMIENTOS MECANICOS DE RECONOCIMIENTO DEL SUBSUELO

Los diferentes sistemas de prospección del subsuelo por procedimientos mecánicos pueden agruparse en dos:

- Sondeos mecánicos
- Calicatas o pocillos

Los primeros alcanzan en general mayor profundidad que los segundos y el diámetro o sección del espacio abierto es sensiblemente más reducido.

### 6.3.1. Sondeos mecánicos

Pueden establecerse las siguientes modalidades de sondeo mecánico:

- Sondeos a percusión
- Sondeos a Rotación: con testigo continuo o destructivos
- Sondeos con barrena helicoidal: con barrena hueca o maciza

- Sondeos con martillo neumático: martillo en cabeza o martillo en fondo
- Sondeos manuales: percusión o rotación.

Se indican a continuación las características principales de cada uno de ellos.

#### 6.3.1.1. Sondeos a Percusión

La perforación a percusión se basa en la acción por presión del útil de perforación, sobre la roca que se va a taladrar. Esta presión se ejerce a través de una placa de metal endurecido que lleva la herramienta en su extremo y que presenta un aspecto más bien afilado.

Su eficacia depende de tres parámetros fundamentales: la energía cinética de golpeo, el ángulo de ataque de la herramienta (afilado) y la fragilidad del material.

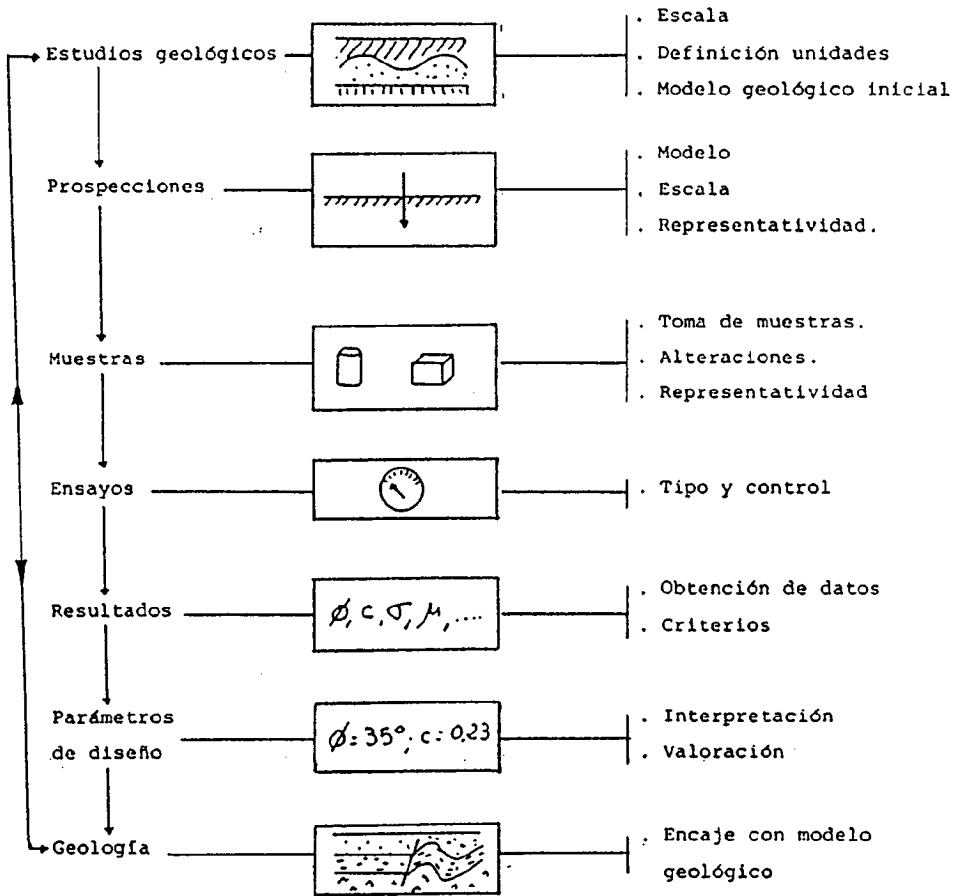
El útil de perforación, denominado trépano es conducido por un cable y se deja descender en caída semilibre hasta que impacta sobre el terreno y lo fractura (fig. 1).

Se crea así un detritus más o menos grueso que se extrae al exterior, mediante una cuchara de limpieza, provista en su extremo de un válvula de clapeta o disco.



Fig. 1.1.- Cuchara y válvula

Estos sondeos pueden ir entubados o no, según el terreno desprenda o no, o la utilidad que se le vaya a dar.



**Etapas de la investigación (Cuadro Resumen)**

Fig. 2.-

## 6/4 RECONOCIMIENTO DEL TERRENO

La muestra que se obtiene, solamente sirve a efectos de identificación y su ubicación en profundidad no tiene mucha precisión.

### 6.3.1.2. Sondeos a rotación

Existen dos sistemas de perforación a rotación:

- Perforación Rotary o destructiva
- Perforación con testigo continuo

En la primera, la herramienta de corte deshace el material por corte durante la acción rotativa continua del útil. Este último puede ser de varios tipos: triconos, biconos, rollers bocas de corte, coronas ciegas, etc. (fig. 2). Es un sistema de perforación rápido y por lo tanto desde este aspecto económico.

El material arrancado, se evacua al exterior mediante un fluido a presión, que además de este cometido tiene otros como son, el refrigerar la herramienta de corte, sujetar las paredes del taladro, facilitar la velocidad ascensional del detritus, etc.

La muestra obtenida ofrece las mismas características que en el caso de la percusión.

La perforación con testigo continuo es el sistema que mejor calidad de muestra facilita, ya que salvo deformaciones o lavados más o menos importantes, conserva una imagen real de sus propiedades "in situ".

Es por lo tanto, una muestra representativa que además de servir para identificación, permite determinar muchas veces, parámetros de resistencia, análisis químicos mineralógicos, etc.

Es el sistema más caro de todos, aunque es el que más y mejor información, proporciona.

La eliminación del detritus es análoga a la del sistema Rotary.

El útil de corte es una corona, bien de widia bien de diamante (Fig. 3) que corta un testigo del terreno y lo aloja en el interior de un tubo, al que va unido y que se denomina batería.

Las baterías (fig. 4) pueden ser en general de tubo sencillo o tubo doble, aunque existen otros modelos más o menos sofisticados (tubos triples, etc.).

Las diferencias entre un procedimiento u otro estriban fundamentalmente en que el fluido de perforación en el caso de batería sencilla penetra por la cabeza del tubo y "toca" toda la superficie del testigo

según se va éste introduciendo. En este caso, evidentemente si el material no tiene suficiente cohesión, el fluido lo erosiona y puede llegar a convertirlo en un detritus.

En el caso del tubo doble, el fluido circula entre dos tubos y solamente entra en contacto con el testigo en la parte inferior correspondiente a la corona.

Las baterías triples alojan en su interior un tubo bipartido, que permite la observación directa del testigo, sin tener que extraerlo de la batería y por lo tanto sin someterlo a las alteraciones que la manipulación necesaria de los otros sistemas, siempre producen. Además los tubos triples, utilizan coronas de descarga frontal en las que el fluido de perforación circula por el interior de la corona saliendo por la frontal de ésta y por lo tanto prácticamente no toca el testigo salvo en el momento del corte. Aunque es un sistema costoso, a veces, puede resultar necesario en terrenos fracturados, con alternancias de materiales duros y blandos, y en los que se desea estudiar con detalle sus planos de debilidad.

### 6.3.1.3. Sondeos con barrena helicoidal

Es un procedimiento de perforación aplicable únicamente a suelos, tienen un gran rendimiento y por lo tanto un bajo coste.

La herramienta de corte es una barrena helicoidal que penetra en el terreno sin necesidad de ningún fluido, ya que no necesita refrigeración y la evacuación del detritus lo realiza la misma hélice al girar arrastrándolo con sus álabes.

Se necesitan máquinas potentes, ya que el par de rotación resulta grande debido al elevado rozamiento entre el terreno y la superficie de la hélice. Este incremento de potencia puede ser del orden de más de cuatro veces, la de una máquina de rotación con testigo continuo. La profundidad de perforación, aunque lógicamente depende de la potencia para un diámetro dado, no suele alcanzar más allá de los 30-35 m, siendo lo más habitual, no sobrepasar los 20 m.

Aunque la maquinaria es algo más cara, sin embargo el no necesitar fluidos, la mayor velocidad de perforación, el bajo coste por metro de la herramienta de corte y la no necesidad de entubaciones, convierten este sistema en uno de los más atractivos desde el punto de vista económico.

Como inconvenientes más importantes, están las limitaciones de la profundidad que puede alcanzar y la alterabilidad del material que se obtiene. No obstante este último, se puede paliar en parte utilizando barrenas

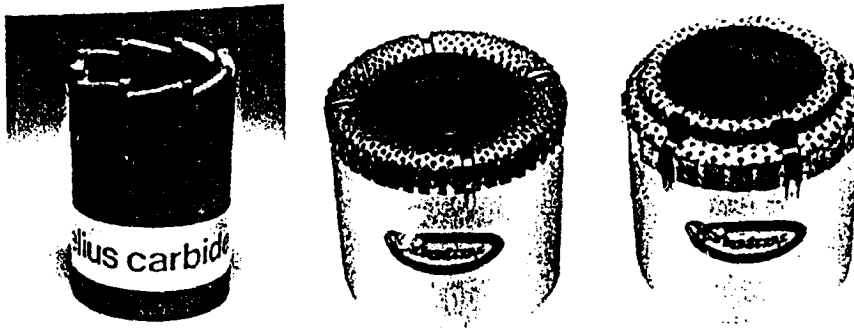
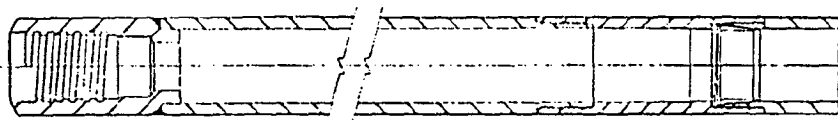
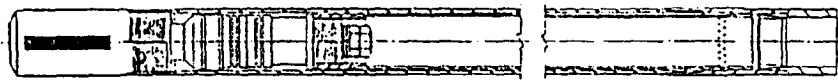


Fig. 3.-



Tubo Sencillo



Tubo Doble

Fig. 4.-

helicoidales huecas que permiten la extracción de muestras representativas a una profundidad determinada por el interior de la hélice (fig. 5).

1. Perforación hasta la cota de toma de muestra.
2. Extracción de boca piloto
3. Introducción del toma muestras en el terreno.

Lógicamente esta extracción de muestras inalteradas podría hacerse tan frecuente como se quisiera, eso si, en detrimento del rendimiento de la perforación.

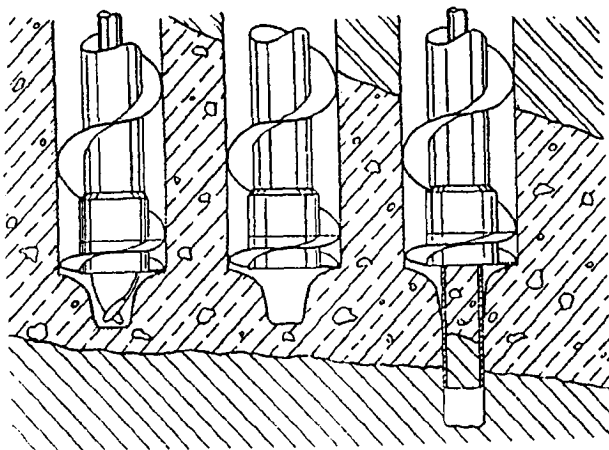


Fig. 5.-

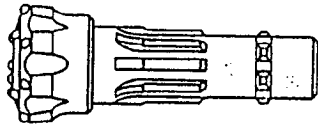
#### 6.3.1.4. Sondeos con martillo neumático

La perforación con martillo constituye el procedimiento más rápido de todos. Es un método destructivo y por lo tanto la muestra que se obtiene está en forma de detritus.

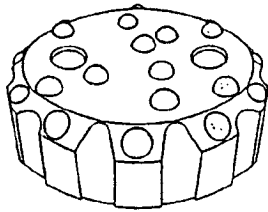
El útil de corte, lo constituye una boca de botones unida a un martillo neumático que golpea sobre la roca, ejerciendo sobre ésta una presión muy elevada a través de los botones de metal duro y convirtiéndola en un material más o menos pulverulento (Fig. 6).

El martillo dispone en su interior de un pistón

que se desplaza por la acción del aire del compresor, y que golpea sobre la base de la boca de botones. Para que la perforación sea eficaz se necesita un terreno suficientemente duro, para que los botones al golpear no se hinquen, sino que fracturen el material.



Boca de botones

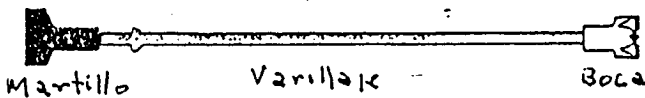


Detalle de la cabeza

Fig. 6.-

Existen dos tipos de martillos: martillo en cabeza y martillo en fondo.

En el primero, menos habitual pero más económico, el pistón del martillo golpea la boca de corte a través de un varillaje robusto a lo largo del sondeo. El martillo está pues en la superficie del taladro y transmite su energía a la boca a través del varillaje (fig. 7).



Martillo en cabeza

Fig. 7.-

La energía cinética generada en el movimiento del pistón se transmite en forma de onda de choque. Una porción del varillaje se comprime, al mismo tiempo que se produce un ensanchamiento del mismo. De este modo se pierde parte de la energía, tanto más cuanto más largo es el varillaje. Esta circunstancia supone la mayor limitación del método.

Se suelen alcanzar profundidades inferiores a los 100 m.

En el procedimiento por martillo en fondo, (Fig. 8), el golpeo sobre la boca de botones lo realiza el pistón del martillo directamente, estando por lo tanto la boca y el martillo durante la perforación. Tiene por lo tanto este sistema, un rendimiento mucho mayor que el anterior, sobre todo a medida que aumenta la profundidad.

El fluido de perforación, es fundamentalmente el aire del compresor que mueve el martillo, aunque es habitual, a medida que se profundiza añadir agua, y en taladros de diámetros superiores a 4", espumantes que facilitan la evacuación del detritus al exterior.

El diámetro de la perforación, es quizás la mayor limitación de la perforación con martillo.

En efecto; el fluido de perforación debe ser capaz de elevar el detritus hasta la superficie a través del espacio anular que forma el taladro y el varillaje del tren de perforación.

La velocidad de ascenso del fluido a través de este espacio se considera que debe ser del orden de los 3.000 pies/min, para que la evacuación sea factible en términos de rendimiento. En estas condiciones el caudal necesario de fluido será:

$$Q = S.V$$

siendo  $S = v(R^2 - r^2)$  el área del espacio anular (fig. 9)  
 $V =$  Velocidad ascensional (3.000 pies/min)

Resulta por tanto que para un radio de varilleja determinado ( $r$ ) el caudal que debe suministrar el compresor aumenta con el cuadrado del radio del taladro.

Este incremento del caudal del compresor limita mucho la capacidad de perforación, no superándose en estos momentos normalmente, diámetros superiores a 300 mm.

Los compresores actuales, llegan a suministrar caudales de hasta 25 m<sup>3</sup>/min. a una presión de 25 Kp/cm<sup>2</sup>.

La presión del aire constituye otro aspecto importante a considerar. En sondeos hidrogeológicos, la columna de agua en el taladro adquiere a veces suficiente altura como para contrarrestar (contrapresión) la presión del aire del compresor, impidiendo el avance de la perforación. Es pues ésta, otra limitación que se deberá tener en cuenta a la hora de diseñar este tipo de

Fig. 8.- Martillo en fondo

continuación.

Perforación con barrenas que se golpean con un martillo en terrenos duros y la utilización de cucharas o pequeñas hélices que penetran por rotación manual en terrenos blandos (Fig. 10).

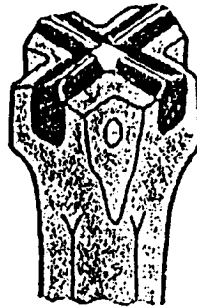
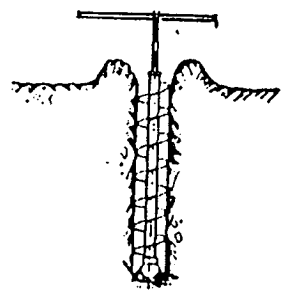
Barrena de  
WidiaBarrena  
helicoidal

Fig. 9.-

sondeos.

La utilización de espumantes facilita mucho la eliminación del detritus, pues la espuma rodea las partículas sólidas de roca formando en conjunto una columna de fluido-detritus cuyo peso por unidad de volumen es sensiblemente menor que si no se utilizan espumantes y por lo tanto, su desplazamiento resulta con un costo energético más reducido y su evacuación, mucho más sencilla.

#### 6.3.1.5. Sondeos Manuales

Como su nombre indica, se trata de procedimientos de perforación en los que la energía necesaria la facilita el hombre a través de algún tipo de herramienta.

Según se trate de terrenos duros o blandos existen los dos procedimientos que se describen a

Fig. 10.- Barrena de Widia y Helicoidal

En general, son procedimientos en los que la profundidad alcanzada no supera los 3 ó 4 m.

La muestra que se obtiene está alterada y en ocasiones su ubicación en profundidad resulta difícil.

Son procedimientos en los que la necesidad de un reconocimiento muy superficial y reducido en el número de puntos, puede no justificar el desplazamiento de maquinaria pesada, siempre costoso.

#### 6.3.2. Calicatas o pocillos

Son sistemas de reconocimiento del terreno, que utilizan en general, maquinaria como excavadoras o similares y que tienen como características significativas, la escasa profundidad que alcanzan y una

CUADRO RESUMEN DE CARACTERISTICAS  
DE LOS SISTEMAS DE PERFORACION

PROCEDIMIENTO DE PERFORACION	CARACTERISTICAS							
	Profundidad	Diámetro	Velocidad de Perforación	Representat. de la muestra	Sujección de paredes	fluido de perforación	Coste equipos	Coste Perforación *
USION	Elevada (300-400 m)	Grande (600 mm)	Lenta	Mala	Lodo natural	NO	Medio	Medio
PERFORACION RESISTENTE CONTINUA	Elevada (500-600 m)	Pequeño (50-60 mm)	Lenta	Muy Buena	Normalmente se entuba	Normalmente agua inyectada	Bajo a Medio	Elevado
PERFORACION ROTACION ECONOMICA	Muy Elevada (3.000-4.000 m)	Grande (600 mm)	Rápida	Mala	Lodos	Agua, lodos	Elevado	Bajo
PERFORACION CORONA CIEGA O POLIALE	Elevada (500-600 m)	Pequeño (100-40 mm)	Rápida	Mala	Lodos o entubado	Agua o lodo	Bajo a Medio	Bajo
BARRENA HELICOIDAL	Pequeña (30-35 m)	Medio (200-250 mm)	Rápida	Regular	No necesita	NO	Medio	Bajo
MARTILLO EN FONDO	Elevada (350 m)	Medio (< 350 mm)	Muy Rápida	Mala	Lodo Natural	Agua, espumantes	Elevado	Bajo
MARTILLO EN CABEZA	Medio (< 100 m)	Medio (250 mm)	Muy Rápido	Mala	Lodo Natural	Agua, espumantes	Medio	Bajo
MANUALES	Muy Pequeña (4-5 m)	Pequeño (30-40 mm)	Muy Lenta	Regular	No Necesita	NO	Bajo	Elevado

\* El coste de perforación en términos comparativos de los distintos procedimientos, se refieren para una misma profundidad.

elevada sección, de forma que permiten la inspección visual de las paredes de la calicata.

La profundidad está limitada por la longitud del brazo de la excavadora (7 u 8 m, si utiliza prolongador) y por el coste que supone todo movimiento de tierras.

La posibilidad de inspeccionar directamente las paredes del agujero, puede en ocasiones facilitar información muy importante.

También permite obtener en las paredes y en el fondo de la zanja muestras inalteradas del terreno.

Se puede conseguir, la cantidad de muestra que se desee, lo que para algún tipo de ensayos (compactación), resulta fundamental. Es pues un sistema con enormes posibilidades aunque eso sí, limitado por la poca profundidad que puede alcanzar.

#### 6.4. TOMA DE MUESTRAS INALTERADAS

Los diferentes sistemas de perforación suministran un tipo de muestra que salvo en el caso de testigo continuo, está sumamente alterada.

La interpretación de la muestra obtenida requiere a veces un cierto grado de inalterabilidad que al menos en suelos, ninguno de los sistemas de perforación descritos, lo facilita.

Muchos de los ensayos que se realizan sobre suelos, exigen una muestra, que salvo el efecto de descompresión, inevitable durante la extracción, resulte prácticamente inalterada.

Existen los siguientes tipos de muestra inalterada:

- Muestra bloque (Fig. 11). Se obtiene tallándola en el fondo o en las paredes de una excavación. Suelen tener unas dimensiones de 30x30x20 cm<sup>3</sup> y se protege con dos capas de vendas y parafina.

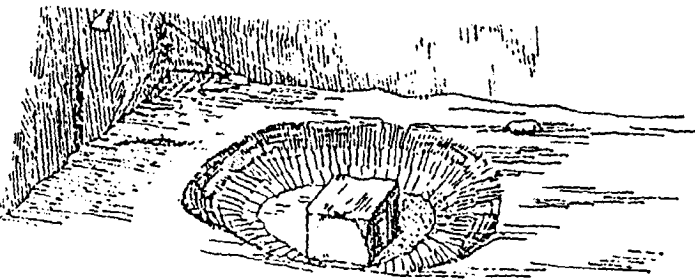


Fig. 11.-

Muestras obtenidas en sondeos: Hay que parar

la perforación a la cota de extracción e introducir el tomamuestras.

El tomamuestras es un tubo de distintos diseños que viene definido por el grado de alteración que produce.

Este grado de alteración, resulta como es lógico proporcional al espesor de pared y viene definido por la relación:

$$A(\%) = 100 \frac{De^2 - Di^2}{Di^2}$$

Siendo  $De$  y  $Di$  los diámetros exterior e interior respectivamente. Este valor debe ser lo menor posible, aunque es difícil obtener una alteración ( $A$ ) inferior al 15%.

Existen diversos tipos de tomamuestras que se describen a continuación.

Tomamuestras Shelby (fig. 12) es simplemente un tubo de pared lo más fina posible, que permita su hincada o penetración en el terreno, en el que un extremo está biselado y el otro conectado a una cabeza de unión a la varilla y con una válvula de bola dentro o en un niple intermedio.

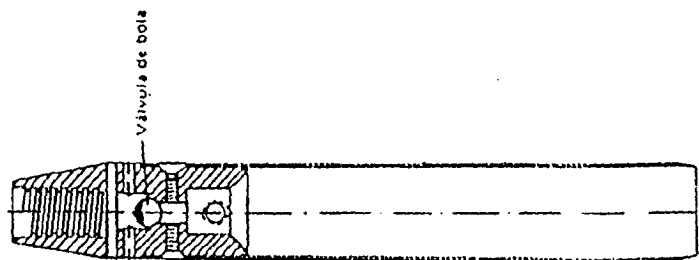


Fig. 12.-

Tomamuestras de pared gruesa (fig. 13). Consta de un tubo de espesor de pared mayor que el Shelby que lleva alojado en su interior un tubo de plástico en el que se introduce la muestra.

En un extremo lleva una cabeza con válvula, que conecta a la varilla y en el otro una zapata robusta de espesor el del tubo externo, más el de plástico.

Es el tomamuestras más utilizado en España por su robustez y economía ya que cada muestra obtenida, solamente cautiva el tubo interior de plástico, mientras que en el Shelby lo hace con el tubo completo, encareciendo sustancialmente la obtención.



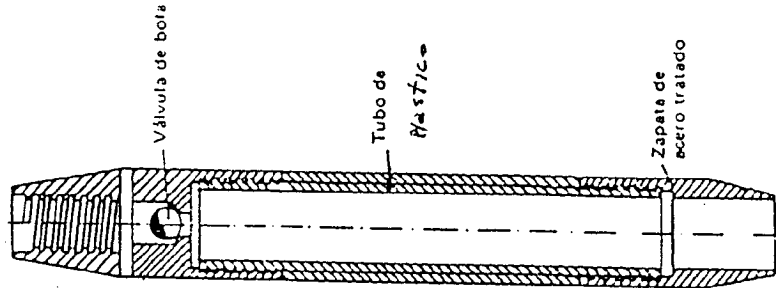


Fig. 13.-

Tomamuestras de Pistón (fig. 14). Cuando la adherencia entre las paredes del tubo y la muestra no es suficiente como para sujetarla en su interior, se requiere un tomamuestras especial, que se denomina de pistón.

El tubo lleva en su interior una varilla, que sujeta un pistón, el cual se puede desplazar hasta el extremo del tomamuestras a modo de cierre. Se apoya el pistón en el fondo del taladro y desde el exterior mediante un sistema de válvulas se consigue que penetre el tubo por presión (agua o aire) manteniendo siempre el pistón pegado al terreno.

El vacío que se crea entre el pistón y el terreno al iniciar la extracción del tomamuestras, impide que este se desprenda.

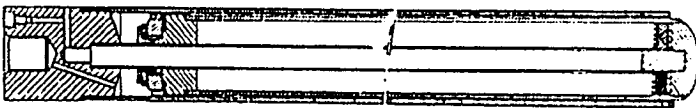


Fig. 14.-

Tomamuestras bipartido (fig. 15). Consiste en un tubo de una cierta robustez, que se abre en dos mitades según su generatriz. Las dos mitades o valvas se sujetan en un extremo mediante una cabeza con una válvula niple de unión al varillaje y por el otro a una zapata biselada.

Al abrir las dos valvas, se puede observar la muestra sin que sufra las alteraciones propias de extracción, que los otros tomamuestras provocan.

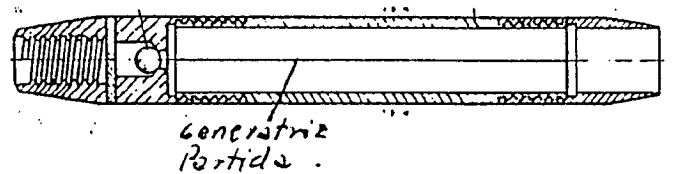


Fig. 15.-

#### 6.5. REGISTRO DE DATOS DE SONDEO

La problemática de la prospección mediante procedimientos mecánicos no acaba con la realización de los sondeos.

La información obtenida en una perforación puede resultar en muchas ocasiones difícil de analizar, llegando incluso a veces a ser inviable.

La interpretación o testificación de sondeos, constituye la fase de la prospección más compleja y se requiere una sólida experiencia por parte del técnico encargado de llevarla a cabo.

La importancia de la testificación resulta obvia si se considera que constituye el documento sobre el que se va a apoyar, todo el proceso posterior de la investigación.

En este sentido, en nuestro país, se han dado los primeros pasos en materia de Normalización y se han redactado ya algunos borradores de Propuesta de Norma, relativos al registro de sondeos y que se enumeran a continuación:

- Registro de Datos Generales
- Registro de Datos Geofísicos
- Registro de Datos Geológicos
- Registro de Datos Geotécnicos
- Registro de Datos Hidrogeológicos

Como aclaración, hay que señalar, que aunque los borradores de Propuesta de Norma, hacen referencia a sondeos de reconocimiento en minas, su contenido se puede extrapolar a aquellas prospecciones que se realicen en otras circunstancias distintas a las de una

explotación minera.

### 6.5.1. Registro de Datos Generales

Este tipo de registro, como indica su denominación comprende una serie de datos de carácter general, que aportan toda aquella información de interés que no está comprendida en los otros registros.

Entre estos datos se indican los siguientes:

- Empresa y Personal ejecutores.
- Localización Geográfica y fecha de realización del sondeo.
- Datos de perforación: son quizás los datos generales más importantes, pues aportan generalmente información técnica adicional muy valiosa. A título de ejemplo se pueden citar; datos de hincas de tubería, pérdida de agua repentinas o continuas, velocidad de avance, tanto por ciento de recuperación de testigo, maniobras de avance de la perforación, desprendimientos, ascensos repentinos de niveles artesianos, etc.
- Incidencias: aportan aquellas anomalías habidas en la perforación como atranques, roturas del material, etc, que pueden indicar alguna característica significativa del material que se está perforando.

A modo únicamente ilustrativo, se indica en la fig. 16 el modelo de registro que figura en el mencionado borrador de Proyecto de Norma.

### 6.5.2. Registro de Datos Geofísicos

El registro de datos geofísicos, está en continua evolución y su expresión gráfica, está ligada al desarrollo técnico de estos procedimientos. Es decir cada tipo de diagraffa tendrá su propio modelo de registro.

En cualquier caso como ya se indicó al inicio de este capítulo, la prospección geofísica se trata en capítulo distinto, por lo que no se va a insistir más sobre este tema.

### 6.5.3. Registro de Datos Geológicos

El registro geológico de un sondeo debe de ser lo más completo posible, sin olvidarse de lo fundamental, pero eliminando lo accesorio que no aporta información de interés y que puede hacer engorrosa la visión correcta de los datos realmente

significativos.

REGISTRO DE DATOS GENERALES											SONDEO		
											No. 01		
N. HINCA	TIPO DE HINCA	D. HINCA	C. HINCA	MATERIAL PERFORADO	MATERIAL PERFORADO	MATERIAL PERFORADO	MATERIAL PERFORADO	MATERIAL PERFORADO	MATERIAL PERFORADO	MATERIAL PERFORADO	DESCRIPCIÓN LITOLÓGICA	VELOCIDAD DE PERFORACIÓN	OTRAS INFORMACIONES

Fig. 16.-

Los datos que deben figurar en un registro geológico son los siguientes:

- Edad: deberá precisarse lo más posible en función del conocimiento cronoestratigráfico de la zona.
- Profundidad: indica la profundidad a la que se encuentran los distintos niveles y debe contar con el apoyo de una escala gráfica.
- Potencias: indican el espesor de una capa o nivel y pueden ser de dos tipos. Potencia aparente y Potencia real. La primera indica la diferencia de cota entre muro y techo y la segunda el dato anterior, pero corregido por la inclinación del sondeo o el buzamiento del estrato.
- Descripción litológica y mineralógica: se señalará el nombre de la roca, propiedades

6/12 RECONOCIMIENTO DEL TERRENO

texturales y componentes mineralógicos más representativos.

- Representación gráfica: la representación gráfica indica mediante un símbolo gráfico las distintas litologías que se pueden encontrar. Esta forma gráfica, permite mediante inspección visual obtener de una manera rápida la información litológica de la columna de sondeo.

Existen distintas normas, tanto nacionales como internacionales que definen estos símbolos gráficos. Las normas que se han elegido son las siguientes:

Rocas sedimentarias: Norma UNE 22-601-74(ISO R 710/II)

Rocas Magmáticas: Norma ISO 710/III. 1974

Rocas Metamórficas: Norma ISO 710/IV.1982

Los símbolos gráficos que contemplan dichas Normas son los que se indican en la Tabla de Representación de Rocas Sedimentarias.

- **Minerales:** La simbología gráfica adoptada para la representación de los minerales es la propuesta por la norma ISO 710/5.1982. Utiliza para cada mineral, por un lado un símbolo gráfico y por otro dos letras características a modo de abreviatura.
- **Fósiles:** Se utiliza la simbología bioestratigráfica que utiliza el I.T.G.E. en la elaboración de la cartografía geológica MAGNA. (1980).

⊙ FOSILES INDEFERENCIABLES	⊙ MICROFAUNA
⊙ MACROFAUNA	⊙ GLORIOGENAS
⊙ TRILOBITES	⊙ GLAUCOTRUNCANAS
⊙ CRAPTOLITES	⊙ GLAUCOTHALIAS
⊙ AMPONITES	⊙ MORULITES, DISCOCYCLINAS, LEPTOCYCLINAS, ANTIHISTEGINAS, NIOGYPSINAS
⊙ RELENITES	⊙ ORBITOLITAS
⊙ BRACHIOZOOUS	⊙ ALVEOLINAS
⊙ LAMELIBRANQUIOS	⊙ LACAZINAS Y PRAELACAZINAS
⊙ GASTROPODOS	⊙ MILIOLINAS
⊙ EQUERIDOS	⊙ NAUTILARIS
⊙ BARRIOLOS DE EQUERIDOS	⊙ ORNITOLITAS
⊙ CRINOIDES	⊙ OSTREACIOS
⊙ CORALES	⊙ GRANULITIS
⊙ BRIOZOS	⊙ MICROFLORA
⊙ RUBESTOS	⊙ ALGAS
⊙ OSTREIDIS	⊙ CHARACIAS
⊙ ESTERILAS DE ESTERILAS	⊙ ALGAS MICROSCOPICAS
⊙ FLANDELLOS	⊙ CARPITAS
⊙ NESTOS DE FOSILES	
⊙ VERTIBRADOS	
⊙ FLORA	

Simbología dioestratigráfica

- **Muestras:** Este es un aspecto importante de la testificación, pues expresa, en qué zonas de la columna se han seleccionado las muestras representativas de la misma, que posteriormente van a ser objeto de diversos estudios y análisis.

Se indicará a la cota en que selecciona la muestra, su referencia y a continuación el destino que se le va a dar.

- **Color:** La utilización de tablas de colores es el procedimiento evidentemente mejor, pero en su contra está el elevado costo de reproducción que este procedimiento conlleva. Resulta mucho más económico indicar de palabra el color, que su representación gráfica.

En la fig. 17 de indica el modelo de registro de Datos Geológicos de un sondeo propuesto en el borrador de Anteproyecto de Norma UNE ya mencionado.




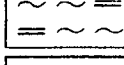
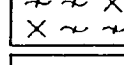
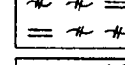
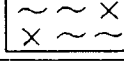
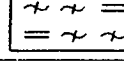
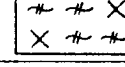

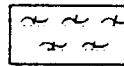
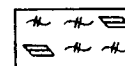
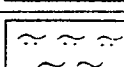
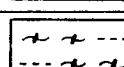
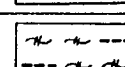
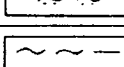
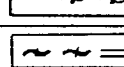
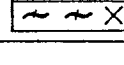
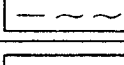
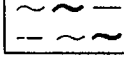


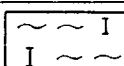
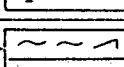
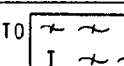
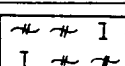
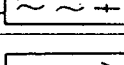
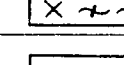
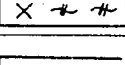
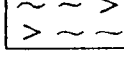
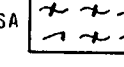
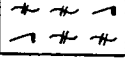
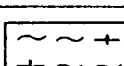
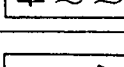
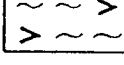
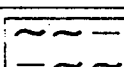
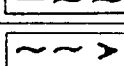
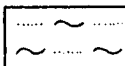
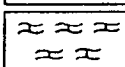
REGISTRO DE DATOS GEOLOGICOS						SONDEO			
COTA	DESCRIPCION LITOLÓGICA	COLOR	MUESTRAS	TOTAL	MUESTRAS	INDICIA		DE	
OBSERVACIONES									

Fig. 17.-

Carácter de la roca		Fragmento	Gravoso	Arenoso	Limoso	Arcilloso	Calcáreo	Dolomítico	Yesoso	Anhidrita	Sal de sodio	Sal de potasio Magnesio	Ferruginoso	Silíceo	Carbonoso	Bituminoso	
Símbolos elementales																	
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	
Tipos de base		Tipos mixtos (															
1	Fragmentos																
2	Grava																
3	Arena																
4	Limo																
5	Arcilla																
6	Brecha																
7	Conglomerado																
8	Arenisca																
9	Limolita																
10	Argilita																
11	Pizarra																
12	Caliza																
13	Dolomia																
14	Yeso																
15	Anhidrita																
16	Sal de sodio																
17	Rocas silíceas																
18	Turba																

Vacimientos  
de materias  
útiles

Representación de rocas sedimentarias  
(Tomado de la Norma UNE 22-601-74)

SIMBOLOS DE BASE	FACIES DE LOS ESQUISTOS VERDES (EPIZONA)	FACIES DE LAS ANFIBOLITAS (MESOZONA)	FACIES DE LAS GRANOLITAS (CATAZONA)
		ESQUISTOS SERICITICOS FILADIOS 	MICAESQUISTOS  GNEIS 
EJEMPLOS DE REPRESENTACION DE TIPOS DE ROCAS ESPECIALES	PARAROCAS 	PARAROCAS 	PARAROCAS 
	ORTOROCAS 	ORTOROCAS 	ORTOROCAS 
	ESQUISTO CUARCITICO 	CUARCITA CON MOSCOVITA 	GNEIS CON SILLIMANITA 
	FILITA CUARZOSA 	GNEIS MICA - CITICO 	GNEIS BIOTITICO 
	SERITIOESQUISTO 	ANFIBOLITA PARA-  ORTO- 	
	CLORITIOESQUISTO CON SERICITA 		
	CALCOESQUISTO 	ESQUISTO CON SILICATO CALCICO 	
	SERITIOESQUISTO PARA-  CON ALBITA ORTO- 	ORTOGNEIS ACIDO 	
	PORFIROIDES (ROCAS VOLCANICO-METAMORFICAS ACIDAS) 	GNEIS CON PLAGIOCLASA 	
	EPIDIORITA 	ORTOGNEIS CON HORNBLENDA 	
	PORFIROIDES (ROCAS VOLCANICO-METAMORFICAS BASICAS) 		
	CLORITIOESQUISTO 		
	METADIABASA 		
	METAGABRO 		
	ROCAS ULTRABASICAS POCO METAMORFIZADAS 		
	CUARCITA 		
	MARMOL 		

ROCAS PLUTONICAS						ROCAS VOLCANICAS			
1		a	b	2		a	b	3	
Grupo de rocas		Símbolo de grupo		Tipos de roca más diferenciada		Símbolo		Tipos de roca	Símbolo
1	Granito alcalino	+	Y					Riolita alcalina	∨
2	Granito muy ácido	+	Y					Leucorriolita	∨
3	Granito	+	Y	1	Granito normal	+	Y	Riolita (liparita)	∨
				2	Granodiorita	+	Y	Dacita	∨
				3	Diorita cuarcít.	+	Y	Cuarciandesita	∨
4	Sienita	≠	Y	1	Sienita alcalina	≠	Y	Traquita alcalina	∨
				2	Sienita	≠	Y	Traquita	∨
				3	Monzonita	≠	Y	Traquiandesita	∨
5	Diorita	+	Y					Andesita	∨
6	Gabro	+	Y	1	Gabro	+	Y	Basalto	∨
				2	Norita	≠	Y		
				3	Anortosita	+	Y		
7	Rocas plutónicas con feldespatoides	Y	Y	1	Sienita nefelín.	+	Y	Fonolita	∨
				2	Exesita/Teralita	+	Y	Tefrita	∨
				3	Ijolita	+	Y	Rocas volcánicas con feldespatoides	∨
8	Roca ultrabásica	≠						Picrita Basalto picrít.	∨

*Tipos principales*  
(Tomado de la Norma ISO-710/111-1974)

Nº	MINERAL	SIMBOLO	Nº	MINERAL	SIMBOLO
1	MOSCOVITA	---	12	SILLIMANITA	
2	BIOTITA	---	13	CIANITA	
3	CLORITA		14	CORDIERITA	
4	OLIVINO		15	EPIDOTA	
5	HIPERSTENA		16	ALBITA	
6	PIROXENO		17	FELDESPATO POTASICO	
7	ANFIBOLITA		18	PLAGIOCLASA	
8	TURMALINA		19	MAGNETITA	
9	GRANATE		20	GRAFITO	
10	ANDALUCITA		21	CUARZO	
11	ESTAUROLITA		22	CALCITA	

Representación gráfica de los minerales más importantes  
(Tomado de la Norma ISO 710/5-1982)

**ESCALA DE METEORIZACION DE LAS ROCAS SEDIMENTARIAS DETRITICAS**

GRADO DE METEORIZACION	DENOMINACION	CRITERIOS DE RECONOCIMIENTO
I	Sana	Roca no meteorizada. Conserva el color lustroso en toda la masa.
II	Sana con juntas teñidas de óxido	Las caras de las juntas están manchadas de óxido pero el bloque unitario entre juntas mantiene el color lustroso de la roca.
III	Moderadamente meteorizada	Claramente meteorizada a través de la petrofábrica, reconociéndose el cambio de color respecto de la roca sana. El cambio de color puede ser desde simples manchas a variación de color de toda la masa, generalmente a colores típicos de óxidos de hierro. La resistencia de la roca puede variar desde muy análoga a la roca de grado II a bastante más baja, pero tal que trozos de 25 cm <sup>2</sup> de sección no puede romperse a mano.
IV	Muy meteorizada	Roca intensamente meteorizada que puede desmenuzarse a mano y romperse.
V	Completamente meteorizada	Material con aspecto de suelo completamente descompuesto por meteorización «in situ» pero en el cual se puede reconocer la estructura de la roca original.

G. Moye ha elaborado una tabla de meteorización, para rocas sedimentarias detríticas, en la que se establecen cinco grados. Todos los parámetros definidos anteriormente se reflejan en el modelo que se indica en la fig. 22.

**6.5.5. Registro de datos Hidrogeológicos**

Se refieren a aquellos datos, que se pueden obtener de un sondeo y que sirven para evaluar las propiedades hidráulicas del acuífero que se está investigando.

Además de los datos propios de toda perforación, conviene considerar los siguientes:

- Pérdida de agua: Indica en tanto por ciento de agua inyectada que se pierde en el sondeo. El valor que se determina es estimativo y es indicativo de la permeabilidad del terreno, que se está perforando en cada instante.
- Profundidad del nivel estático: Indica la posible presencia de acuíferos con presión y va a servir para determinar caudales específicos orientativos.
- Tipo de acuífero: Según los datos anteriores se puede ir haciendo una valoración de la importancia del acuífero según su caudal estableciéndose esta valoración en: malo (M), regular (R) y bueno (B).

REGISTRO DE DATOS GEOTECNICOS		SONDEO No. _____ DE _____														
IMPUREZAS (%)	TEMPERATURA	DESCRIPCION LITOLOGICA	METEORIZACION	ESTRUCUTURA												
				INCLINACION EN GRADOS												NIVEL (M)
				1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	
				1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13

- Porosidad: Es la relación entre el volumen de huecos de una muestra y su volumen total.



## 6/18 RECONOCIMIENTO DEL TERRENO

Esta se llama porosidad total, para distinguirla de la porosidad eficaz que representa la relación entre la cantidad de agua gravífica (agua que circula) y el volumen de la muestra.

- Permeabilidad: Representa el cociente entre el caudal que pasa por unidad de sección (S) de material y el gradiente hidráulico (i) entre dos puntos de este material.

$$K = Q/S \cdot i \quad (\text{Ley de Darcy})$$

Tiene las dimensiones de una velocidad.

- Índice de estabilidad de Ryznar: Se trata de un índice de la capacidad de corrosión e incrustabilidad de un agua. Este índice, va a permitir conocer futuros problemas de corrosión e incrustación en las tuberías del sondeo y por lo tanto la garantía del mismo. El índice de estabilidad se define como:

$$\text{IER} = 2 \text{ pHe} - \text{pH}$$

en el que pHe es el pH de equilibrio y pH el del agua que se considere.

Según los valores del índice IER, el agua se considerará de la siguiente calidad.

IER	CALIDAD
4,5 - 5,0	(I) Agua incrustante
5,0 - 6,0	(M) Moderadamente incrustante
6,0 - 7,0	(N) Poco incrust. o corrosiva
7,0 - 7,5	(C) Corrosiva
7,5 - 9,0	(FC) Francamente corrosiva
> 9,0	(MC) Muy corrosiva

En la Fig. 23 se indica el modelo de registro que contiene todos los parámetros descritos en este apartado.

### 6.6. ENSAYOS IN SITU

La realización de sondeos constituye una de las posibilidades de reconocimiento, pero en sí mismo, únicamente facilita una muestra más o menos alterada y un hueco que deja abierto en el terreno.

La muestra, según sus características, puede manipularse posteriormente y someterse a ensayos de distinta índole para obtener unos valores, que definen algunas de sus propiedades.

El hueco dejado, también resulta aprovechable para tomar algunos datos o realizar en él, algún tipo de prueba.

La característica común de los ensayos "in situ" es que se realizan en el campo, y se sirven normalmente de las muestras o perforaciones ya efectuadas.

Estos pueden ser de los siguientes tipos:

#### 6.6.1. Ensayos de identificación

Sirven para identificar la muestra, bien subjetivamente, bien mediante alguno de los sistemas de clasificación existentes para suelos o rocas.

Se pueden añadir los siguientes:

- Reconocimiento de "visu": Descripción de testigos, grado de meteorización, fracturas, alteraciones químicas, etc.
- Densidad "in situ": Procedimiento muy habitual en carreteras. Se determina el pedo que se extrae de un hueco del terreno cuyo volumen se mide mediante una arena calibrada. También se utilizan procedimientos nucleares mediante un haz de rayos que atraviesan el terreno.
- Determinación de la humedad: Igual que anterior, se utiliza en obras lineales de carreteras y consiste en eliminar el agua de la muestra quemándola con alcohol. Por diferencia de peso antes y después de calentarla se calcula el contenido de humedad. También existen procedimientos nucleares que miden la dispersión de neutrones en el terreno.

#### 6.6.2. Ensayos de Resistencia

Son ensayos, que dan un valor directo o indirecto de un parámetro resistente del terreno.

Se indican como más importantes los siguientes:

- Ensayo de dureza Schmidt: Se aplica únicamente en rocas o materiales suficientemente duros. Mide la altura de rebote de una bola, que inza un muelle sobre la superficie a medir y que se denomina coeficiente de rebote. Existen diversos tipos de martillo (también llamado esclerómetro), aunque en mecánica de rocas se suele utilizar el tipo L. Mediante un ábaco, se puede relacionar con la resistencia a compresión simple aunque este valor no es muy fiable. El ábaco lo suele facilitar el fabricante del

#### 6.5.4. Registro de Datos Geotécnicos

La realización de sondeos para investigación minera conlleva habitualmente la obtención, únicamente, de información sobre la ley y distribución espacial de la masa mineral.

La puesta en marcha de una explotación, implica no solamente la existencia de mineral, sino también el conocimiento de las propiedades geomecánicas del macizo, que permitan su diseño en términos de suficiente seguridad.

Resulta pues imprescindible, la realización de sondeos, para obtener aquellos datos geotécnicos, que van a permitir definir los parámetros de diseño de la mina en condiciones de estabilidad.

Estos datos geotécnicos que se pueden obtener en un sondeo, serían los siguientes:

- Tanto por ciento de recuperación: Representa el tanto por ciento de testigo recuperado, con respecto a la longitud de cada maniobra realizada. Es un índice de la competencia del material (cohesión) aunque puede quedar desvirtuado por otros factores como son, la falta de pericia del operario, utilización de baterías o coronas inadecuadas, diámetro de perforación excesivamente reducido, etc.
- El Índice de Calidad de la roca R.Q.D.: Es una variación del tanto por ciento de recuperación definido anteriormente. El R.Q.D. (Rock Quality Designation), representa el tanto por ciento de recuperación de cada maniobra, pero considerando solamente los trozos de tamaño igual o superior a 10 cm. Es decir:

$$RQD = \frac{100 \cdot \Sigma \text{ longitud de testigos } \geq 10 \text{ cm}}{\text{longitud de la maniobra}}$$

En el siguiente ejemplo, se puede comprender mejor el significado del R.Q.D. (Fig. 18).

Según el valor del R.Q.D. existe la siguiente clasificación:

R.Q.D. (%)	CALIDAD DE LA ROCA
90-100	Excelente
75-90	Buena
50-75	Media
25-50	Mala
0-25	Muy mala

La valoración de la calidad de la roca mediante el R.Q.D., sólo es válida para materiales cuyo valor de resistencia a compresión simple, sea superior a 10 MPa. Esto es debido, a que puede haber materiales (p.e. una marga blanda) cuyo valor del R.Q.D. puede estar próximo al 100% y ser de muy baja calidad.

- Estructura: Un macizo rocoso está formado por un conjunto de materiales petreos atravesados por una serie de discontinuidades, de manera que las propiedades mecánicas de la masa pétrea, es muy superior a la del conjunto.

Tanto es así, que la rotura de un macizo se produce normalmente a través de sus discontinuidades. Suponiendo que la discontinuidad sea pueda definir mediante un plano, lo cual es cierto a escala de sondeo, este plano, puede representarse mediante un rumbo y un buzamiento.

Los planos de discontinuidad de los testigos, se refieren a unos ejes imaginarios A,B,C y D que a su vez pueden orientarse con respecto al macizo exterior bien mediante dispositivos de orientación de testigo existentes en el mercado, bien refiriendo algún plano del testigo claramente reconocible, (p.e. estratificación) con el correspondiente del macizo. Este plano de estratificación se hace coincidir con el eje AC (Fig. 19).

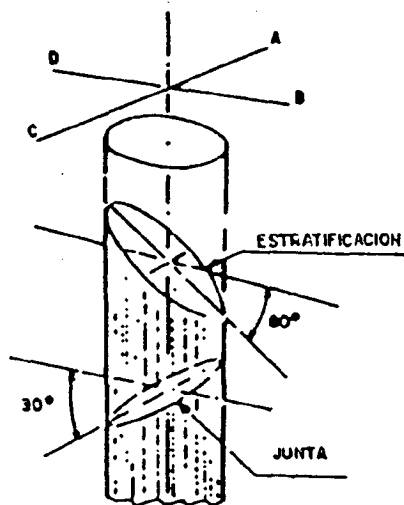


Fig. 19.-

Según el croquis, el plano de estratificación tendrá el rumbo AC y el buzamiento 60°B, y la junta, rumbo AC y buzamiento 30°D.

Lógicamente, este método es aplicable fundamentalmente a rocas sedimentarias y metamórficas y en algunos casos en las ígneas, si existe alguna familia de juntas de orientación constante y repetitiva.














LONGITUD TESTIGO RECUPERADO		RECUPERACION MODIFICADA
25		25
5		—
5		—
8		—
10		10
12		12
8		—
10		10
15		15
10		—
5		—
5		—
15		15
TOTAL 128 cm.		87 cm

Fig. 18.-

Nº de fracturas por 30 cm: Se toman el número de fracturas abiertas que tiene el testigo por cada 30 cm. de longitud, no considerando las que se produzcan como causa de la perforación o las que estén selladas. Este registro utiliza los intervalos 1,4,16,64 y >64 fracturas/30 cm, sin valores intermedios.

Rugosidad: En este apartado se considera el estado superficial de las discontinuidades. En la Fig. 20 se consideran dos tipos de irregularidades que se pueden presentar: ondulación y rugosidad. La ondulación se mide en intervalos grandes, en donde la variación de pendiente, sea sistemática y no ocasional.

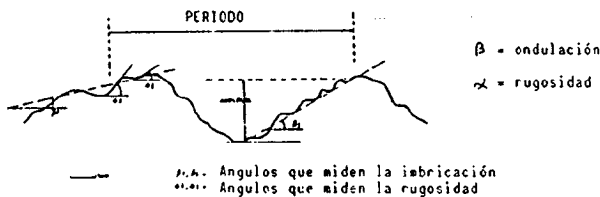


Fig. 20.-

Para el registro de la rugosidad, se emplea la siguiente escala en función de la altura de la irregularidad.

Existen otros procedimientos muy habituales pero que aquí no se van a exponer por razones de simplicidad.

H (mm)	GRADO
0 (espejo de falla)	1
2	2
2-4	3
4	4

Abertura de las juntas Relleno: El comportamiento mecánico de una junta, depende por un lado, del grado de rugosidad de las superficies en contacto, pero también depende del espaciamiento de estas superficies (abertura) y del material de relleno que contiene. Un espesor suficientemente grande, relleno de un material arcilloso puede hacer que el factor rugosidad haya que despreciarlo. (fig. 21).

El tipo de material de relleno obedece a la siguiente nomenclatura.

L = Limpia o sin relleno	Ca = Calcita
O = Oxidada	C = Arcilla
Q = Cuarzo	S = Arenas

Grado de meteorización: La pérdida de cohesión de una roca se denomina alteración de la misma. Cuando esta alteración se produce por agentes atmosféricos se denomina meteorización.

Los principales agentes de meteorización son el agua, el oxígeno, el CO<sub>2</sub> y los ácidos orgánicos.

No existe un procedimiento para cuantificar la meteorización, que facilite datos que se puedan utilizar para cálculos posteriores.

REGISTRO DE DATOS HIDROGEOLOGICOS										SONDEO									
										HOJA	DE								
PROFUNDIDAD	LITOLOGIA	DESCRIPCION LITOLOGICA	PERDIDAS DE AGUA EN %			PROFUNDIDAD DEL NIVEL DEL AGUA	EVOLUCION DEL NIVEL DEL AGUA DURANTE LA PERFORACION (EN M.)	TIPO DE ACUIFERO		POROSIDAD EN %	PERMEABILIDAD EN cm./s.	INDICE DE ESTABILIDAD DE RYZNAR							
			25	50	75			M	B			I	MI	N	C	FC	MC		
OBSERVACIONES																			

M.- Molo    R.- Regular    B.- Bueno    I.- Incrustante    MI.- Poco incrustante    N.- Normal    C.- Corrosivo    FC.- Fuercemente corrosivo    MC.- Muy corrosivo

Fig. 23.-

instrumento por lo que no se ha considerado oportuna su inclusión aquí.

Ensayo de carga puntual (Point Load Test). Igual que el ensayo anterior, se aplica únicamente en rocas suficientemente duras. (Fig. 24).

La muestra puede ser un testigo de sondeo o un trozo irregular, que se carga entre dos puntos mediante una prensa (carga puntual). Se determina el valor:

$$I_s = P/h^2 \quad P = \text{carga de rotura}$$

h = longitud del eje en la dirección de la carga

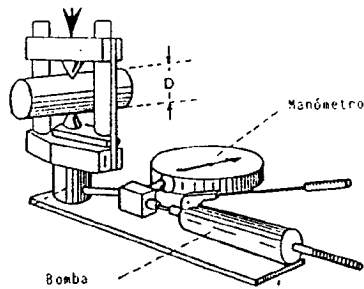


Fig. 24.-

Aunque tiene una gran dispersión, existen correlaciones con el valor de la compresión simple del tipo

$$q_u = K \cdot I_s$$

Para Bieniawski (1975)  $K = 24$  y depende de la longitud del eje de la muestra en la dirección del esfuerzo.

**Ensayos de Penetración Dinámica:** Consisten en hincar en el terreno una puntaza cuadrada (existen otro modelos) de 40 x 40 mm con ángulo en la punta de 90°, mediante una maza de golpeo de 120 libras (63,5 Kg) en caída semilibre de 0,50 m de altura (fig. 25).

Se va midiendo el número de golpes necesarios para hacer penetrar la puntaza en series de 20 cm.

Para cada serie, se determina la penetración  $P$ , en cm/golpe.

En suelos predominantemente granulares, la carga de hundimiento de una zapata viene dada por la relación

$$q_h = 4 \cdot P \text{ (Kp/cm}^2\text{)}$$

Con un asiento previsible de una pulgada (1").

**Ensayo S.P.T. (Standard Penetration Test):** Es el ensayo más frecuente en mecánica de suelos, con resultados de una gran fiabilidad en terrenos granulares.

Se hincan un tomamuestras normalizado de 2" de diámetro, bipartido y 60 cm de longitud, mediante una maza de 63,5 Kg cayendo en caída semilibre desde un altura de 0,75 m (Fig. 26).

Se miden los golpes necesarios para hacer penetrar el tomamuestras cuatro series de 15 cm. Se suman los golpes de las dos series centrales y se determina el valor  $N$ . ( $N = \text{golpes}/15 + 15 \text{ cm}$ ).

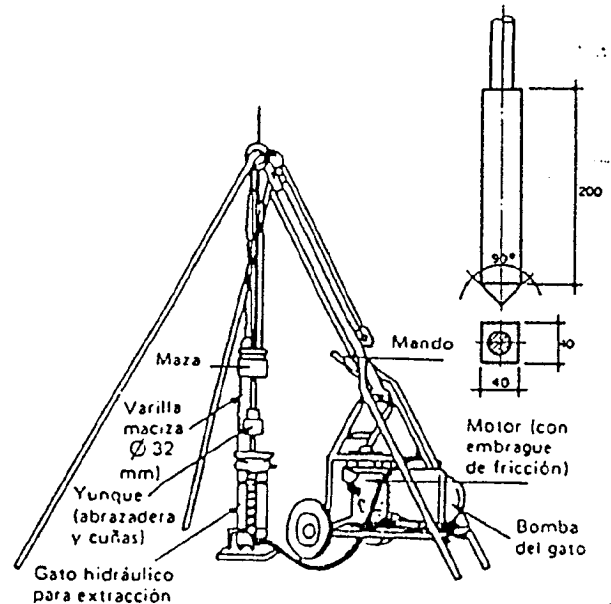


Fig. 25.-

La carga de hundimiento de una zapata, para un asiento de 1" viene dada por la expresión:

$$q_h = N/10 \text{ (aproximadamente).}$$

**Ensayos de Penetración Estática:** Consiste en hacer penetrar por presión una punta cónica (como holandés) mediante un sistema de varillaje doble, que permite introducir separadamente la punta y el varillaje (Fig. 27). El accionamiento puede ser hidráulico o manual y permite medir separadamente la resistencia por punta, por fuste del varillaje y la resistencia conjunta punta-fuste.

Es un ensayo utilizado para el dimensionamiento de pilotes en terrenos blandos.

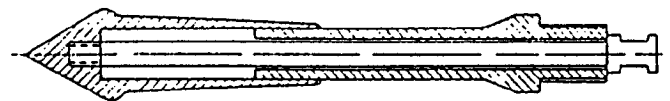


Fig. 27.-

**Ensayo Vane Test:** También conocido como ensayo de Molinete. Permite conocer en el fondo de un sondeo la resistencia al corte sin drenaje en un suelo más bien blando. Utiliza una sonda o molinete (fig. 28)

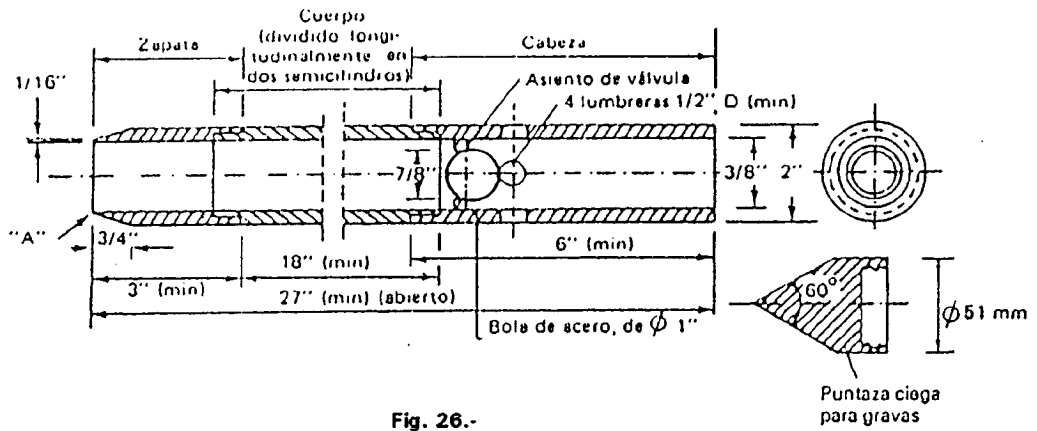


Fig. 26.-

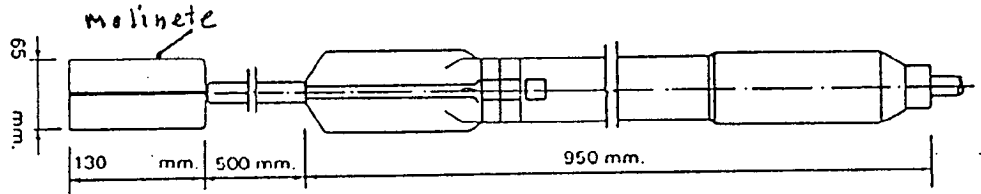


Fig. 28.-

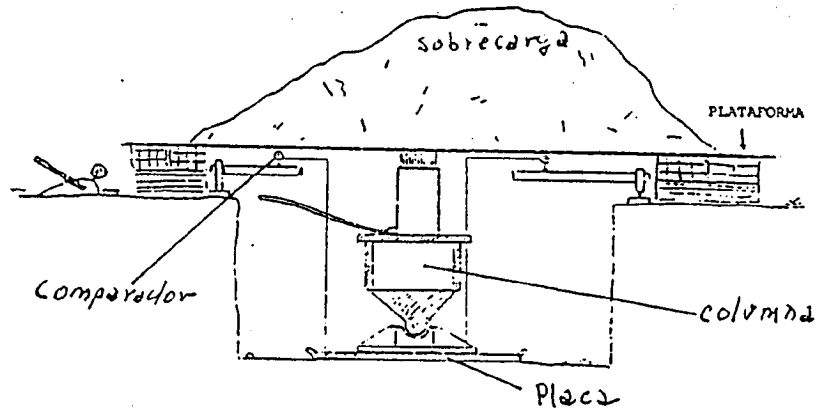


Fig. 29.-

que se introduce en el fondo del taladro y se somete a un par de torsión (M) desde la superficie, que se mide mediante un dinamómetro y hasta que el terreno rompa.

$$C_u = \frac{2 M}{\pi D^2 (H + D/3)}$$

La resistencia al corte sin drenaje viene dada por la expresión:

- M = Par de Torsión
- H = Altura de las aspas (130 mm)
- D = Diámetro del molinete 865 mm)

6.6.3. Ensayos de deformación

Son ensayos que determinan la deformación de un suelo sometido a diferentes sistemas de carga.

Existen dos tipos distintos:

- Ensayo de carga con Placa: Consiste en aplicar cargas crecientes sobre el terreno (a la cota de cimentación si se puede) a través de una placa circular de diferentes diámetros (30 a 75 cm  $\phi$ ) mediante un sistema de columna rígida intercalada entre la placa y una reacción fija o sobrecarga.

La carga se aplica mediante un gato o sistema hidráulico, similar y las deformaciones se miden mediante un puente de referencia fijo y varillas con comparadores (Fig. 29).

La presión admisible viene dada por la expresión:

$$q_{adm} \approx q_{placa}$$

El asiento de la cimentación se calcula mediante la fórmula siguiente:

$$S = Sp \left[ \frac{2B}{B + Bo} \right]^2$$

B = ancho de la cimentación  
 Bo = lado o diámetro de la placa  
 Sp = asiento de la placa

- Presiómetros: Se utilizan en sondeos y el más conocido es el de Menard. Consisten en ejercer una presión lateral sobre las paredes del taladro, mediante un bulbo accionado por un gas a presión (Fig. 30).

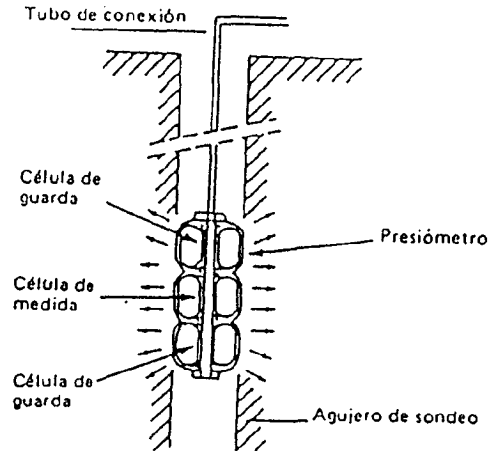


Fig. 30.-

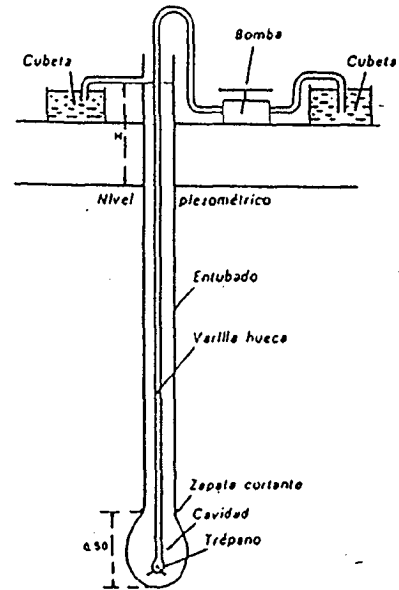


Fig. 31.-

6.6.4. Ensayos de permeabilidad

Permiten determinar o evaluar la permeabilidad de un terreno de espesor determinado. Existen diversos procedimientos, de los que se han seleccionado los siguientes:

- Ensayo Lefranc: Se aplica a sondeos que deben ser entubados y se va realizando a diferentes profundidades a medida que avanza la perforación. Consiste en inyectar agua en el sondeo, de forma que se mantenga el nivel constante, regulando el caudal Q. (Fig. 31).

La permeabilidad viene dada por la expresión:

$$K = Q/5,5 rH$$

En la que r representa el radio del taladro y H la altura de columna de agua mantenida sobre el nivel estático.

Ensayo Lugeon: Es un ensayo muy utilizado en el diseño de prsas. Requiere un terreno tipo rocoso, pues se utiliza con presiones de hasta 10 Kp/cm<sup>2</sup>. Se colocan uno o dos obturadores en el sondeo, de manera que aislen el tramo a

ensayar. (Fig. 32).

Se inyecta agua a presión en el tramo comprendido entre los dos obturadores o entre un obturador y el fondo del taladro. Se realizan varios escalones de carga y descarga y se mide el caudal admitido.

La permeabilidad en unidades Lougeon se expresa por:

$$K = Q/l.t$$

Siendo

Q = caudal en litros inyectado a 10 Kp/cm<sup>2</sup>

durante 10 minutos

l = 5 metros (longitud del tramo inyectado)

t = tiempo de inyección (10 minutos)

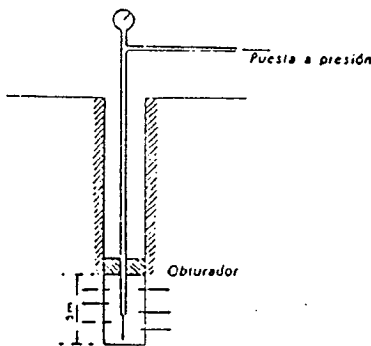


Fig. 32.-

Ensayo Gilg-Gavard: Se utiliza principalmente en sondeos de captación de agua o hidrogeológicos y siempre que la permeabilidad no sea muy elevada.

Existen dos modalidades; a nivel constante o variable.

a) **Nivel constante:** similar al ensayo Lefranc. Se introduce un caudal (Q) manteniendo un nivel constante. La permeabilidad viene dada por la expresión:

$$K = \alpha Q/v.d.h_m$$

$\alpha = 1$  (factor de forma)

Q = Caudal admitido

d = Diámetro del sondeo

$h_m$  = Altura del nivel mantenido por encima del estático

b) **Nivel variable:** Se aplica en terrenos no muy permeables. consiste en introducir una cantidad de agua hasta alcanzar un nivel determinado. A continuación se va midiendo la variación de este nivel a diferentes intervalos de tiempo.

La permeabilidad viene dada por:

$$K = \frac{1,308 d^2 - \Delta^h}{A h_m \Delta^t}$$

D = Diámetro del sondeo en metros

$\Delta^h$  = Descenso del nivel en metros en el intervalo  $\Delta^t$

$h_m$  = Altura media del nivel en el intervalo  $\Delta^t$  expresada en metros

A = Coeficiente que depende de la longitud de la zona filtrada y de diámetro del sondeo y que vale

$$A = a (1,032 + 30d)$$

$$a = 1 \text{ para } \geq 6 \text{ m}$$

$$a = 0,481 + 0,178 d - 0,014 \text{ para } < 6 \text{ m}$$

## 6.7. BIBLIOGRAFIA

GONZALEZ DE VALLEJO, Luis (1.989). Apuntes de Ingeniería Geológica. Tomo II. Universidad Complutense de Madrid.

MANUAL ATLAS COPCO (1.979). Atlas Copco S.A.E.

PERNIA LLERA, José María (1.986). Registro de Datos en Sondeos de Reconocimiento. Instituto Tecnológico GeoMinero de España.

PUY HUARTE, Jesús (1.981). Procedimientos de Sondeos. 2ª Edición. Servicio de Publicaciones de la J.E.N.

RODRIGUEZ ORTIZ, José María y otros (1.982). Curso aplicado de Cimentaciones. Servicio de Publicaciones del Colegio de Arquitectos de Madrid.



## CAPITULO 7

### ESTABILIDAD DE TALUDES EN CORTAS MINERAS

#### 7.1. INTRODUCCION

Hoy día, las modernas técnicas de explotación, los mayores conocimientos geotécnicos y la crisis de energía hacen que estas dos razones tengan una influencia completamente diferente que hace unos años, puesto que llegan a considerarse como aprovechables ratios que alcanzan valores de 15 a 1 y hasta de 20 a 1 ( $m^3$  de recubrimiento por tonelada de carbón extraída).

Estos altos ratios ahora a considerar han hecho que los aspectos geotécnicos relacionados con la minería a cielo abierto hayan pasado a desempeñar un importante papel, como base de apoyo a proyecto minero. Efectivamente esta importancia está presente desde el inicio de los estudios de viabilidad, al condicionar los taludes de explotación, los costes de mantenimiento durante la extracción del mineral, etc.

#### 7.2. PRINCIPALES PROBLEMAS GEOTECNICOS

Los principales problemas geotécnicos son, en general, los que se presentan en cualquier excavación. Sin embargo, las características específicas de las cortas hacen que estos problemas cobren su propia personalidad. En forma breve, pueden identificarse como más importantes los siguientes:

- 1° Los derivados del reconocimiento geotécnico, puesto que ha de realizarse sobre grandes áreas, que incluyen dimensiones de 2 a 12 km de longitud y que deben alcanzar profundidades del orden de 150 a 300 m. El elevado coste de estas prospecciones hace, que deban ser muy bien planeadas y ejecutadas con el máximo rendimiento posible. Usualmente dicho reconocimiento toma como base sondeos mineros en que la realización no es, precisamente, la habitual en sondeos geotécnicos para obras de menor profundidad.
- 2° Los específicos derivados de las grandes profundidades a alcanzar, lo cual presenta problemas geomecánicos (plastificación del pie de taludes, por ejemplo) y temporales (como la meteorización

de las rocas, que se produce a lo largo de los dilatados períodos que permanecen los taludes abiertos y a favor de las decompresiones originadas en materiales, en muchos casos, altamente fracturados).

- 3° Los que deben analizarse para poder establecer las recomendaciones de tipo geotécnico para el diseño minero básico y en relación con varios aspectos de tipo primario. Entre estos problemas a resolver están los de estabilidad de taludes (para recomendar los taludes finales y de banco), los de drenaje, los de la influencia de la geometría de la excavación, la ripabilidad, la presencia de antiguos minados, alterabilidad superficial, etc.
- 4° Los productos por la incidencia de la explotación en el medio ambiente: Cambios en el régimen hidrogeológico de la zona, escombreras, contaminación por circulación de agua superficial a través de los vertidos, etc.

El panorama es, pues, muy extenso, en cuanto a problemas geotécnicos, y viene, a veces, agravados por el hecho de que la explotación se ubica en zonas geológicamente complejas. Por ello, es normal encontrar fallas importantes en las explotaciones -con la consecuente tectonización de sus zonas de influencia-, tensiones residuales -fruto de plegamientos y demás acontecimientos geológicos del emplazamiento-, materiales muy anisótropos, etc.

#### 7.3. METODO DE TRABAJO

Para llevar a cabo los estudios geomecánicos correspondientes a explotaciones a cielo abierto, y resolver los problemas enumerados anteriormente, ha sido necesario:

- 1° Evidenciar dichos problemas y estudiar sus formas de resolución, en base a los conocimientos prácticos de la Mecánica del Suelo y de las Rocas.
- 2° Poner a punto una sistemática de trabajo, que estuviera acorde con el conjunto de problemas plan-

teados simultáneamente (reconocimiento geológico-geotécnico, caracterización de materiales, estabilidad de taludes, etc.), dado que lo primordial no es resolver un problema concreto, sino los cuatro grupos de problemas enumerados en la forma conjunta y teniendo en cuenta que todos se interfieren.

Aunque en otros campos de la Ingeniería se llevan a cabo grandes excavaciones -como en carreteras- las profundidades previstas suelen ser menores (algunas explotaciones alcanzaran 300 m). Además el carácter permanente de estas obras hacen que el proceso excavatorio tenga incidencia diferente en el estado inicial de la roca. Por ello, la experiencia adquirida en estas obras solo puede servir de ilustración.

Esta metodología se ha ido poniendo a punto gracias a las experiencias obtenidas en seis grandes minas a cielo abierto (Córdoba, Ciudad Real y Mallorca), habiendo sido expuesta por González de Vallejo y Oteo (1983) en una comunicación a otro Congreso que se celebrará en breve plazo.

Resumiremos aquí la metodología que, siempre, solo ha tenido como finalidad el aportar recomendaciones que sirvieran de base a diseño minero.

A estos efectos, se ha pretendido llegar a un buen acuerdo entre los principios teóricos del diseño geomecánico y la práctica ingenieril, teniendo en cuenta el tipo de estudios de campo que se realizarán en minería. De esta manera, pueden aprovecharse al máximo estos trabajos desde un punto de vista geomecánico.

Tras varias experiencias se ha establecido un método de trabajo práctico, que puede decirse que consta de tres fases, aunque, en general, se desarrollan de forma continua (fig. 1).

**1º Fase:** Establecidas las condiciones previas, es necesario aumentar la información hidrogeológica y la correspondiente al entorno geomecánico. En este sentido, se llevan a cabo estudios complementarios de Ingeniería Geológica, en lo que se refiera a materiales y discontinuidades de todo tipo. Con los datos anteriores se establece un Modelo Geomecánico Previo (M.G.P.) esquemático.

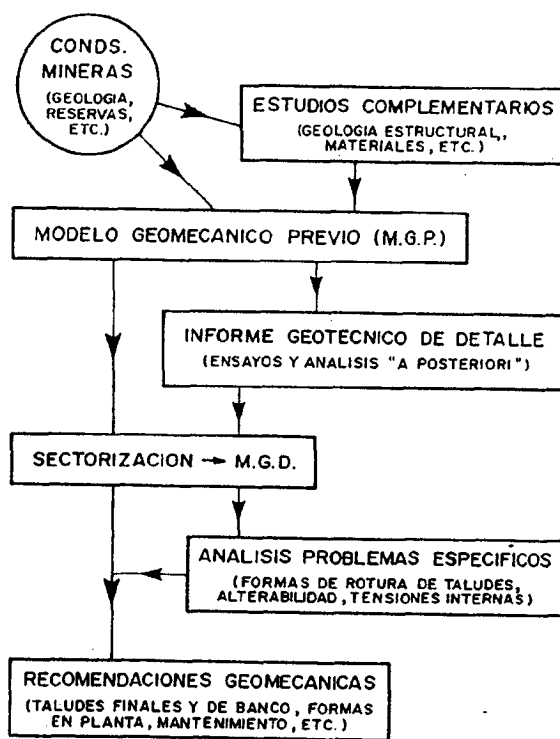


Fig. 1.- Metodología de estudio de los condicionantes geotécnicos en cortes.

**2º Fase:** Se pasa a caracterizar razonablemente el M.G.P. para lo cual suele acudir a la realización de ensayos "in situ" y de laboratorio. se presta atención especial en esta fase a los casos de inestabilidad de taludes que se detecten en la zona de estudio, a fin de aplicar sobre ellos un análisis "a posteriori". Se pretende con ello, completar el M.G.P. y adjudicar propiedades geotécnicas concretas al área investigada. Esquemáticamente, se presta atención especial a problemas de agua, geometría, discontinuidades y tres datos básicos: Peso específico,  $\gamma$ , ángulo de rozamiento interno,  $\varphi$ , y cohesión,  $c$ . Como resultado final, la corta puede dividirse en sectores, de acuerdo con dichos datos debidamente tratados. Se consigue, así, un Modelo Geomecánico Definitivo (M.G.D), que es el que servirá de base para estudiar los problemas geotécnicos derivados de la explotación de la misma.

**3° Fase:** Se estudian en detalle los problemas propios de cada sector, en función de sus características geomecánicas y geométricas. Para ello debe prestarse atención, principalmente a:

- a) Posibles tipos de rotura de los taludes.
- b) Influencia del agua.
- c) Alterabilidad.
- e) Antiguos minados.
- f) Problemas de ripabilidad.
- g) Impacto ambiental.
- f) Definición de controles geotécnicos durante la excavación, etc.

Frutos de esta fase son las recomendaciones geomecánicas que han de tenerse en cuenta en el proyecto minero de explotación.

Para desarrollar este método de trabajo se dispone de diversos sistemas o herramientas: Cartografía geológica, sondeos mecánicos, ensayos de laboratorio, etc. cuyo detalle y valoración para estos casos han sido indicados por los autores de esta comunicación en la referencia ya citada.

#### 7.4. CONDICIONES GEOLOGICAS

Los estudios geotécnicos deben basarse en una investigación geológica detallada de la futura zona. En muchos casos resulta conveniente llevar a cabo estudios geológicos especialmente destinados a estos tipos de obras, antes de realizar los reconocimientos geotécnicos propiamente dichos. La Geología Económica provee de una información importante sobre las reservas de material, la geometría de los depósitos y las propiedades de dichos materiales. Sin embargo, durante la realización de estos estudios de tipo previo el objetivo principal es fundamentalmente minero, por lo que no se tienen en cuenta, en muchas ocasiones, otros aspectos que podrían tener importancia fundamental durante la etapa de excavación del material.

No es corriente que se preste atención especial, en los sondeos mineros previos, a las zonas de terreno que se encuentran por encima de los depósitos de mineral. Como las longitudes a perforar son muy grandes, el costo de los sondeos resulta elevado, encareciéndose si es necesario proceder a extraer toda la batería de perforación para recuperar testigo. Por eso es habitual, en este caso, perforar destruyendo el testigo hasta llegar a las inmediaciones del paquete productivo. Con ello, aunque en algunos casos el

número de sondeos mecánicos disponible es relativamente elevado, muy pocos proporcionan datos geotécnicos representativos, salvo la descripción del detritus extraído, dato casi siempre insuficiente para efectuar una buena evaluación geotécnica de la zona.

Por todo ello, y aunque en otras fases del estudio pueden hacerse sondeos geotécnicos, el papel de la Geología en las etapas iniciales es primordial. Se obtiene, así, una visión muchas veces suficientemente clara para planear los estudios geotécnicos de detalle que, por la problemática ya expuesta, han de ser de alcance relativamente finito, dado el volumen de terreno a estudiar.

En general, puede decirse que, a partir de los estudios geológicos y de las prospecciones mineras previas, puede establecerse la estratigrafía y la tectónica del área, así como las líneas isopacas e isoipsas del depósito de material, aspecto importante a la hora de definir los problemas presentes en los recubrimientos.

Tomando como base estudios realizados durante el análisis de la viabilidad de explotación del depósito, la Ingeniería Geológica puede utilizar todos los medios a su alcance para establecer el Modelo Geomecánico Previo que se desea obtener. En los casos analizados por los autores se llevaron a cabo estudios detallados de la estructura geológica de la zona, apoyados por una buena fotogeología y en el análisis de discontinuidades. Este último se llevó a cabo con el objeto de establecer orientaciones, espaciamientos, continuidades, rugosidades, rellenos etc. utilizándose la proyección estereográfica para representar esta información y realizar los estudios genéticos de dichas discontinuidades.

La Fig. 2, muestra un corte geológico tipo de la Corta de San Ricardo (Peñarroya, Córdoba), que es el ejemplo elegido para poner de manifiesto los problemas que aquí se contemplan. Esta corta será, aproximadamente, un rectángulo de unos 1000 x 350 m, con el lado mayor en dirección E-O y ya se encuentra en explotación. Está situada en el Sinclinal del Provenir, en la Cuenca Carbonífera del guadiato y se prevé que alcanzará una profundidad máxima del orden de 140 m.

Los terrenos que constituyen la estructura de la Fig. 2 son las formaciones carboníferas del Westfaliense, que se apoyan por el Norte discordantemente sobre un substrato del Devónico y, por el Sur, son cabalgadas por un conjunto sedimentario de edad

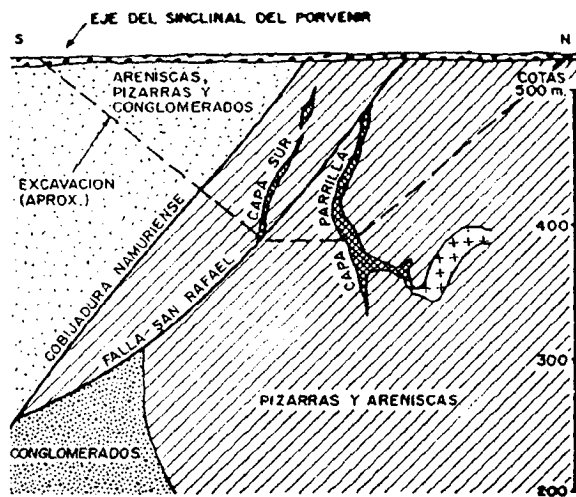


Fig. 2.- Corte geológico de la corta San Ricardo en su zona oriental.

Namuriense, mediante una falla inversa de gran longitud: La Cobijadura Numariense que aparece en la fig. 2. También con dirección aproximada E-O, aparece la Falla San Rafael, de gran influencia zonal y que aparece en el corte de la fig. 2 y otra falla secundaria, la F-5, tectonizando fuertemente el conjunto de pizarras y areniscas que incluye el mineral. Existen evidencias de apreciables tensiones horizontales residuales, como se ha comprobado en galerías mineras próximas.

Como se ve en el corte geológico de la fig. 2 (prácticamente paralelo al lado menor de la corta en su zona central), los materiales presentes son:

- Conglomerados cuarcíticos con matriz arenosa, con matriz arenosa.
- Lutitas superiores, también con intercalaciones de areniscas. La presencia de lutitas finas con "varvas" en la parte baja de este paquete indica que se formó en medio lacustre.
- El tramo productivo (lutitas y carbón).

En la zona de la corta todos los buzamientos son hacia el Sur, con valores que oscilan entre 30° y 50°.

Toda esta estructura compleja y asociada a sinclinales ha sido encontrada en las seis cortas españolas que los autores han citado, y supone, lo mismo que en este caso, aunque con particularidades

específicas en cada uno de ellos, las siguientes condiciones:

- Las capas productivas son paralelas a la estratificación del conjunto pizarroso o esquisto-margoso que se envuelve, por lo que la excavación del talud de muro tiende a hacerse con inclinación paralela a la capa productiva.
- El talud de techo corta a la estratificación en ángulo favorable, aunque puede temerse vuelco de estratos.
- Las fallas principales y secundarias tectonizan fuertemente algunas zonas de la corta.

Durante esta etapa de análisis geológico de detalle, a la Geología de superficie debe unirse nuevos sondeos y, a ser posible, deben llevarse a cabo pequeñas excavaciones experimentales. Usualmente estos sondeos están destinados a estudios hidrogeológicos y de análisis mineros. Desde el punto de vista de la Ingeniería Geológica se considera imprescindible que dichos sondeos sean testificados adecuadamente. Durante esta testificación debe determinarse en todos los sondeos que sea posible, como mínimo:

- La orientación de los testigos.
- Su tanto por ciento de recuperación.
- Su R.Q.D.
- Procederse a la elección de muestras representativas de las formaciones atravesadas.

Se constituye, así, el Modelo Geomecánico Previo, objeto primordial hasta este momento. Un modelo de este tipo representa una síntesis selectiva de los aspectos geológicos más relevantes, desde el punto de vista ingenieril. Por lo tanto debe incluir la litología principal de la zona, las discontinuidades más importantes, zonas de alteración, información sobre roturas que se han producido en taludes naturales y artificiales, etc. La representación gráfica del modelo debe incluir perfiles transversales (fig. 2), diagramas bloque, distribución de discontinuidades en el espacio, etc.

## 7.5. CARACTERIZACION GEOTECNICA

El M.G.P. tiene como objeto establecer unas bases de conocimiento adecuadas para que los estudios geotécnicos sean orientados debidamente, dado que, en la práctica, no pueden utilizarse las densidades de proyecciones propias de otros tipos de obras y las

dificultades propias de los reconocimientos profundos.

Tres son los tipos de trabajos más destacados para caracterizar geotécnicamente las formaciones del M.G.P.:

- **Ensayos de campo.**- Como tal se incluye a aquellos trabajos que se realizan "in situ" y que permiten obtener datos del macizo rocoso y del estado de sus diversas zonas:
  - a) Testificación de sondeos y determinación del R.Q.D. en algunos que hayan sido debidamente supervisados.
  - b) Diagraffas en el interior de sondeos, muy convenientes para estimar grados de cementación y alteración.
  - c) Ensayos geofísicos en sondeos (down-hole y up-hole, para utilizar una sola perforación) y desde superficie (refracción, eléctrica, etc.).
  - d) Ensayos tipo Lugeon (diaclasado y filtraciones).
  - f) Ensayos en zanja para medida de la resistencia al corte, módulos, etc.
- **Ensayos de laboratorio.**- Se pretende con ellos establecer claramente la naturaleza y estado de testigos representativos de los diversos materiales. Se presta atención muy especial a los ensayos que permiten determinar el estado de los materiales o a alguna propiedad específica que permita clasificarlos, ya que se pretende establecer zonas de diferente comportamiento aparente, aún dentro de la misma naturaleza (por la tectonización, alteración, etc.). En este sentido se determinan pesos específicos, porosidades y velocidades sísmicas, así como se llevan a cabo ensayos de carga puntual, "brasileños" y compresión simple, etc. y a la determinación de resistencia al corte en juntas. Los estudios mineralógicos y de fábrica y los de alterabilidad no deben ser olvidados.
- **Análisis "a posteriori".**- Se lleva a cabo el análisis teórico de problemas de inestabilidad reales, a fin de comparar los valores de resistencia al corte obtenidos para interpretar estos casos y los de laboratorio. Así ha podido hacerse en la corta de San Ricardo y en algún otro caso (G. Vallejo y Oteo, 1983). En ambos casos el acuerdo de resultados teóricos y medidas de laboratorio han sido razona-

ble. Estos "back-analysis" sirven además para definir cinemáticamente posibles tipos de rotura. En San Ricardo ha podido observarse un tipo de rotura por pandeo de estratos muy útil para definir este peligro y que se analiza más adelante. Sin embargo, esta información no siempre puede obtenerse durante la caracterización geomecánica, previa al diseño minero.

En la fig. 3 se muestran los resultados obtenidos en laboratorio con testigos extraídos en la Corta de San Ricardo. La velocidad de ondas longitudinales, determinadas en probetas que podían tallarse adecuadamente, muestra una tendencia a aumentar con la profundidad señalando una zona más alterada hasta unos 20 m (también obtenido en geofísica de campo). En la parte derecha del gráfico se ha representado la variación de la resistencia a compresión simple equivalente,  $\sigma_c'$ , con la profundidad. Este "valor equivalente" se ha determinado a partir del ensayo de carga puntual, aplicando la carga perpendicular y paralelamente al eje del cilindro del testigo (o sea paralela o normalmente a la estratificación). La fig. 3 muestra una gran variación en  $\sigma_c'$ , siendo los más bajos los de los ensayos con carga paralela a la estratificación, en que el punzonamiento propio del ensayo se ve acentuado por la menor resistencia de las juntas. Esta gran variación (en la fig. 3 no se ha distinguido la situación de las muestras dentro de La Corta) indica que el estado de las pizarras es muy diferente de unos puntos a otros y no solo en profundidad. En el caso de la velocidad de ondas se utilizaron muestras de cierta calidad mínima, por lo que este fenómeno no queda tan acentuado, aunque se aprecia importante dispersión. Pero con el ensayo de carga puntual -muy simple y útil para propósitos clasificatorios- se aprecia más claramente este fenómeno, que indica la necesidad de distinguir sectores de comportamiento muy diferente (a corto y largo plazo) dentro de La Corta.

Fuertes variaciones también se registran en los resultados de la determinación de resistencia al esfuerzo cortante en discontinuidades naturales y artificiales. Se pretende determinar la cohesión,  $c$ , aparente, de la diaclasa y su rozamiento interno,  $\varphi$ . Para ello se utilizan aparatos portátiles, tipo Hoek, y de laboratorio (según normas de la I.S.R.M.). El primero suele utilizarse para discontinuidades artificiales y el segundo para las naturales. En la fig. 4 se ha recogido los resultados obtenidos en la Corta de Lan Ricardo, tanto en testigos de sondeos, como en muestras tomadas al iniciarse la explotación, lo cual equivale a ensayar materiales ya

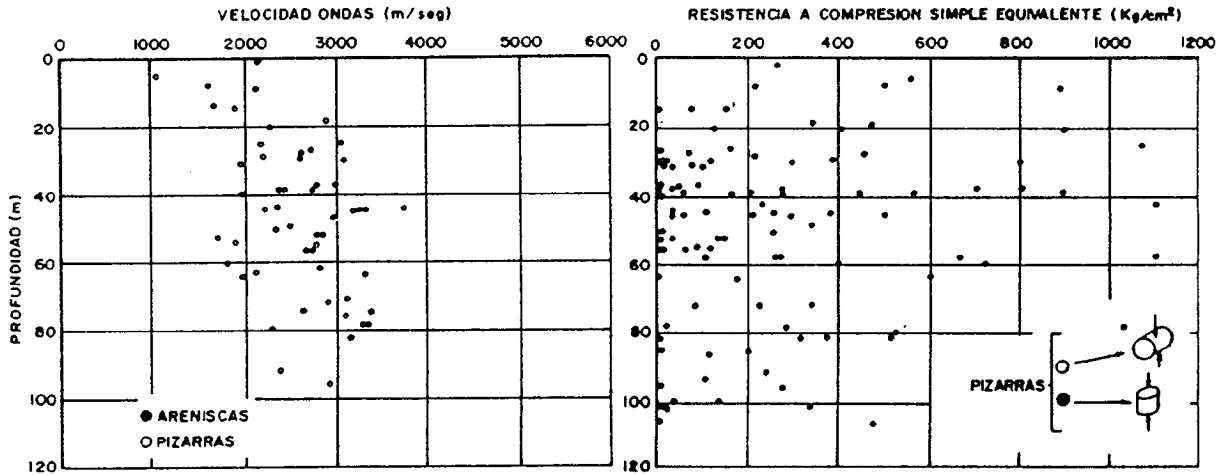


Fig. 3.- Variación de las velocidades de ondas longitudinales y resistencia a compresión con la profundidad.

afectados por el proceso de excavación y la alteración ambiental (Además debe indicarse que se tomaron en la zona de influencia de la Falla de San Rafael).

Los bloques ensayados en laboratorio dan rozamiento del orden de 19° y cohesión casi nula, seguramente debido a que la decompresión, originada por la liberación de las tensiones residuales, abre las fisuras internas, cuartea el material y tiende a anular la unión entre zonas de roca semisana. Las muestras remoldeadas, en que se ha acentuado estos fenómenos, dan rozamientos residuales de este orden de magnitud.

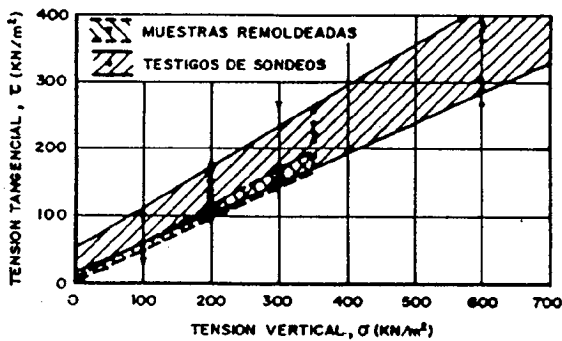


Fig. 4.- Ensayos de rozamiento en laboratorio.

En este caso, dado que se había iniciado la explotación de la mina, pudo llevarse a cabo un ensayo de corte "in situ" sobre tres probetas talladas en las pizarras cerca de la veta de carbón y en la zona de influencia de la Falla de San Rafael. El resultado obtenido se ha reproducido en la fig. 5, llamando la atención por la apreciable cohesión deducible (5,2 t/m²) y el bajísimo rozamiento (3°). Este último valor difiere extraordinariamente de lo obtenido en laboratorio, incluso en muestras bloque relativamente alteradas, próximas.

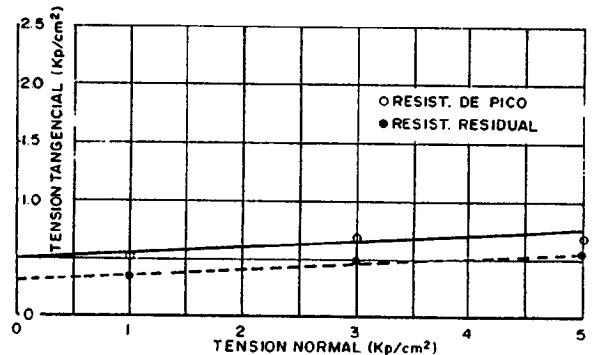


Fig. 5.- Ensayos de corte "in situ"

En el ensayo de corte "in situ" la superficie de las tres probetas se procuró que estuviera en el mismo plano, en una zona en que la separación entre planos de discontinuidad era de 0,5 a 2 cm. Al desmontar la tercera probeta, se apreció un relleno arcilloso inmediatamente debajo del plano teórico de corte. Además los ensayos mineralógicos y de microscopio

electrónico mostraron la presencia de intercalaciones de láminas arcillas y carbonosas, con fenómenos de cloritización, las cuales pueden reducir el rozamiento a valores muy bajos (8-10°). Si se consideran solo las dos primeras probetas ensayadas se obtiene un rozamiento del orden de 8° y una cohesión de 4 t/m<sup>2</sup> más acorde con la naturaleza del material investigado.

Es decir que en estos materiales los ensayos "in situ" deben ser realizados sobre un número de probetas considerables, con un estudio detallado de las inmediaciones del plano de corte, puesto que la influencia de las intercalaciones carbonosas puede ser muy importante. De todas formas son necesarios puesto que permiten ver la resistencia real al esfuerzo cortante de dichas zonas, en las que se van a dejar después, taludes abiertos durante bastante tiempo.

Como consecuencia final de todos estos ensayos y estudios se distinguieron tres tipos de materiales pizarrosos en la zona.

- a) Semialterados (R.Q.D. > 35), con algo de rugosidad en juntas y cohesiones aparentes de 10 t/m<sup>2</sup> y rozamientos de unos 30°
- b) Alterado y algo tectonizado (R.Q.D. < 35), con espejos de falla, con  $c$  del orden de 3 t/m<sup>2</sup> y  $\varphi$  de 25°.
- c) Muy alterados y muy tectonizados, con  $\varphi$  25° y cohesión aparente del orden de 1,5 t/m<sup>2</sup>.

El primer grupo se presenta solo en puntos muy concretos de La Corta y a considerable profundidad.

## 7.6. SECTORIZACION

Como ya se ha indicado anteriormente, una mina a cielo abierto suele estar localizada en un área en que se produce importantes cambios, tanto desde el punto de vista geológico como geomecánico, puesto que afecta a varios cientos de metros y, a veces, kilómetros de longitud y hasta 300 m de profundidad. Estas circunstancias afectan, obviamente, al comportamiento geotécnico de las masas de roca, haciendo que éste sea muy distinto de unas zonas a otras de la mina a explotar. Por ello es muy importante definir diferentes sectores dentro de una misma explotación en que el comportamiento geotécnico sea presumiblemente uniforme a fin de establecer la llamada sectorización geomecánica, con lo que se obtiene el Modelo Geomecánico Definitivo (M.G.D.). Los criterios

que se han utilizado para definir estos sectores han sido:

- El M.G.P. incluyendo hidrogeología.
- La fracturación de los macizos rocosos (familias de discontinuidades, fallas, etc.).
- La evaluación de la calidad del macizo rocoso (R.Q.D., velocidad ondas, resistencia a compresión, etc.)
- Las propiedades geotécnicas asignables a cada sector.

También deben tenerse en cuenta otros factores que pueden afectar al estado de la fracturación, como son la presencia de antiguos minados en la zona.

A partir de todos estos datos, debe desarrollarse una clara clasificación de las zonas de la masa rocosa, definiendo en cada una de esas zonas un rango adecuado de dicha calidad. A cada sector, así definido, deben asignarse unas propiedades geotécnicas base, que representa el comportamiento del sector frente a los problemas específicos que pueden presentarse en él (estabilidad de taludes, ripabilidad, etc.). Es decir, el M.G.D. debe tener en cuenta los grandes problemas a resolver en cada sector. Es importante señalar que este ejercicio supone una apreciable aportación subjetiva en el tema. Obviamente los datos geomecánicos pueden introducirse en clasificaciones previamente establecidas y definir zonas de diferente valor de estos parámetros. Pero la utilización conjunta de diversas clasificaciones (definidas con propósitos varios) entraña una valoración subjetiva que puede desempeñar un importante papel a la hora de interpretar dichos datos. Dicha sectorización es importantísima, dado que ha de condicionar extraordinariamente los cálculos de estabilidad de taludes y las recomendaciones sobre la geometría minera que han de obtenerse como resultados finales de estos estudios. En la fig. 6 se muestra la sectorización llevada a cabo en la Corta de San Ricardo, mostrándose las discontinuidades tipo y los parámetros de resistencia al corte adoptados en cada sector. Estos últimos corresponden a zonas no afectadas especialmente por capas de carbón.

## 7.7. PROBLEMAS DE ESTABILIDAD DE TALUDES

Uno de los problemas más importantes, característico de las formaciones rocosas, al estudiar la estabilidad de los futuros taludes es definir los posibles

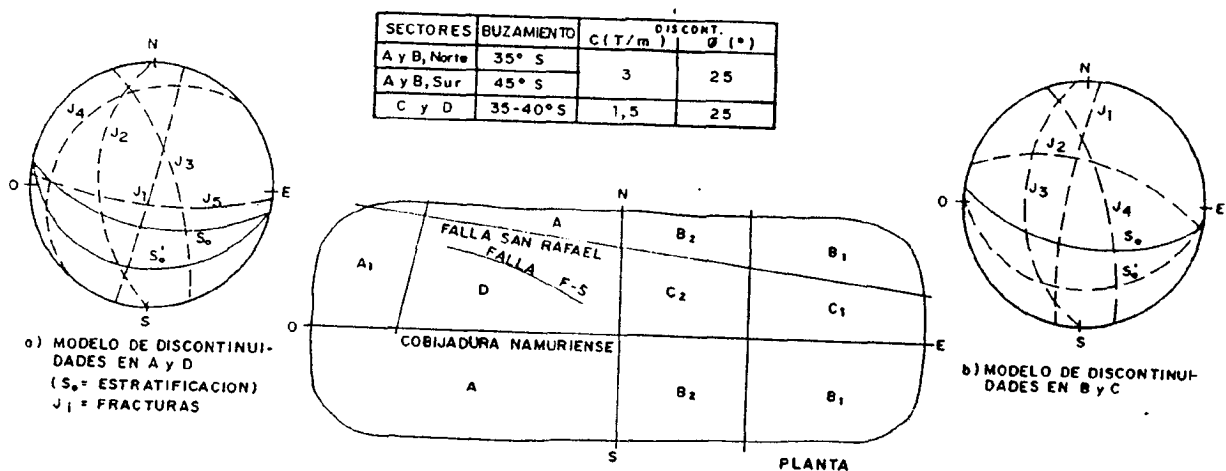


Fig. 6.- Sectorización esquemática de la Corta "San Ricardo"

modelos de rotura. La información geológica, el estudio de las discontinuidades, el estudio de inestabilidades en la zona y la morfología de la corta deben utilizarse adecuadamente para ello.

En general suele tenerse en cuenta:

- a) Posibles caídas de bloques (fig. 7). Se analiza habitualmente -a partir de los datos de discontinuidades- con los métodos de Klaus-Jhon y Hoek-Bray. En general, se fija arbitrariamente el tamaño de los posibles bloques y se considera que las discontinuidades tienen propiedades uniformes en toda su superficie. Los análisis de tipo aleatorio, introducidos por Castillo y Serrano (1974), no han tenido todavía apenas difusión, aunque se han aplicado en algún caso español.
- b) Rotura general del talud (fig. 7). generalmente se analizarán posibles roturas planas, con grieta de tracción en la cabeza del talud.
- c) Problemas especiales en talud de muro: Suelen surgir en el caso de que las capas de carbón están próximas al talud. En todos los casos analizados por los autores (G. Vallejo y Oteo, 1983) esta caústica se produce. Han de analizar los cuatro tipos de rotura que se esquematizan en la fig. 8, según señalan

diversos autores (Piteau, Brawner, etc).

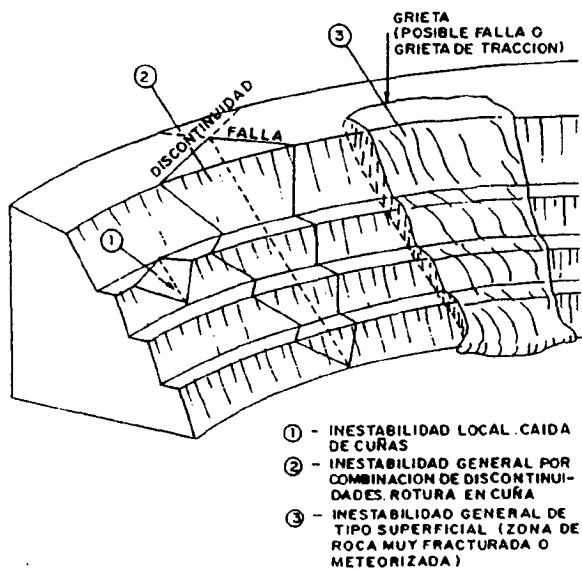


Fig. 7.- Tipos de inestabilidades generales a considerar (Patton y Deere, 1971)



- d) Problemas especiales en el talud de techo: dada la configuración geológica ya comentada (capas de carbón unidas a un sinclinal), en los casos españoles analizados se presenta el peligro de vuelco.

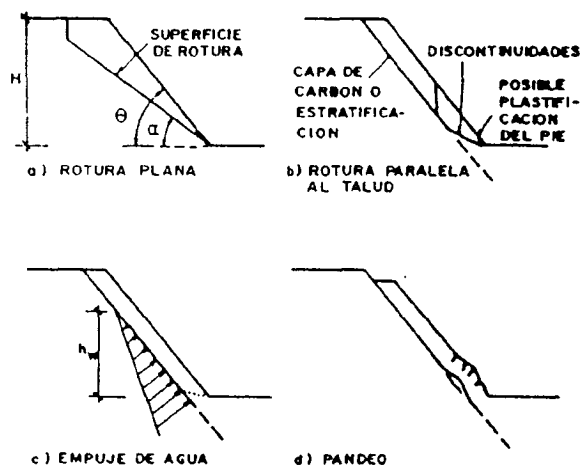


Fig. 8.- Tipos usuales de rotura en taludes de muro

En cualquier caso ha de tenerse en cuenta la importante influencia del agua o establecer las condiciones adecuadas de drenaje para evitarla.

En la Corta de San Ricardo ha habido que tener presente todos estos problemas, dada la complejidad geológico-geotécnica ya comentada.

Al iniciarse la explotación de la Corta se produjo en el talud Norte -el más próximo al paquete productivo- un deslizamiento con un 56 m. de altura máxima, que afectaba al recubrimiento superficial, (cuaternario y pizarras muy alteradas) y a la de formación pizarrosa. La observación detallada del área y de la estratigrafía permitió deducir que la rotura fue quasi-plana paralela a la estratificación de las pizarras. Además se observó, en la zona interior del talud, una rotura de estratos normal a la estratificación, con clara separación perpendicular a ésta y separación de unos paquetes de estratos del resto de la masa.

Esta forma de rotura es la que suele denominarse como "pandeo de estratos" y queda esquematizada en la fig. 9: Pandeo los estratos resistentes inferiores y deslizan, paralelamente a la estratificación, la parte superior. En este caso de rotura el coeficiente de

seguridad,  $F$ , que sería igual a la unidad, se determina sumando el esfuerzo tangencial resistente,  $T_1$ , de la parte superior y la carga crítica de pandeo,  $P_{crit}$  de la zona inferior, dividiendo el resultado por la componente tangencial del peso de la parte superior,  $P_1$ .

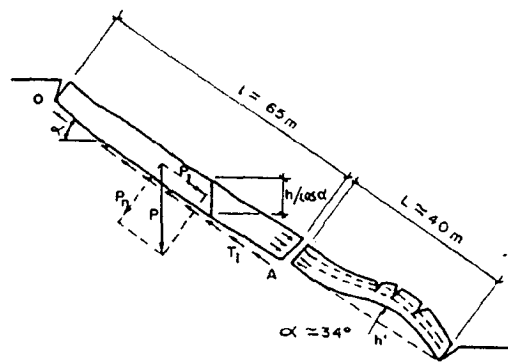


Fig. 9.- Esquema para interpretar el deslizamiento observado (pandeo de estratos)

La carga crítica de pandeo suele tomarse como la de Euler para una columna sometida a compresión centrada. Entonces sería igual a  $\pi^2 EI/4L^2$ , siendo  $E$  el módulo elástico de las pizarras,  $L$  la longitud de la "columna" pandeada e  $I$  el momento de inercia de la "columna" en pandeo. En el caso de San Ricardo, se ha supuesto en el deslizamiento está formado por una serie de vigas del orden de 0,5 m de espesor máximo y con una profundidad de unos 8 m. Haciendo  $F = 1$  puede obtenerse:

- a) Capas de 0,5 m de espesor: a)  $c = 1,4 \text{ t/m}^2$ ,  $\varphi = 20^\circ$   
 b)  $c = 2,1 \text{ t/m}^2$ ,  $\varphi = 18^\circ$   
 b) Capas de 0,25 m de espesor: a)  $c = 3,9 \text{ t/m}^2$ ,  $\varphi = 20^\circ$   
 b)  $c = 4,6 \text{ t/m}^2$ ,  $\varphi = 18^\circ$

O sea, resultan valores de rozamiento interno del mismo orden de magnitud que los obtenidos en laboratorio en muestras-bloque tomadas en las zonas tectonizadas y algo alteradas ( $\varphi \approx 19^\circ$  y  $c = 0$  a  $1 \text{ t/m}^2$ ). Teniendo en cuenta que estas muestras ya han sido afectadas por la decompresión originada por la excavación, puede decirse que los resultados son similares. Es decir que para el estudio de deslizamientos paralelos a la estratificación, en zonas que puede haber contaminación por carbón o fuerte tectonización, no

parece lógico adoptar valores de  $c > 1,5 \text{ t/m}^2$  y  $\varphi > 19^\circ$ .

El fenómeno de paneo aquí descrito tiene un carácter generalmente superficial y puede condicionarse estudiando la altura límite que puede alcanzar un talud de inclinación dado. Es decir, fijado el talud de muro por otras condiciones (sistema de explotación, caída de bloques, estabilidad global, etc.), debe poder realizarse ese talud dejando sus caras paralelas a la estratificación, con unas bermas de anchura máxima que permitan no superar la altura crítica en cada uno de los bancos así creados.

Para ello puede seguirse el sistema indicado anteriormente pero aplicando coeficientes de seguridad diferentes a la zona con deslizamiento plano (p.e., 1,2) a la que pandea (del orden de 5, según recomienda Piteau y otros). Con ello se obtiene que la altura máxima  $H_{\text{max}}$  a alcanzar por un banco sería:

$$H_{\text{max}} = \sqrt[3]{\frac{E \cdot h^2 \cdot \text{sen}^3 \alpha}{\gamma (2,4 \text{ sen} \alpha - 2 \text{ cos} \alpha \text{ tg} \varphi - 2)}}$$

en que:  $\alpha$  = inclinación del talud;  $h$  la altura de la zona deslizada, normal al talud;  $h'$  el espesor de cada paquete que pandea. En esta expresión se ha supuesto que la longitud de columna que pandea es 0,4 de la total.

Para hacer práctica la aplicación de esta expresión, se ha expresado gráficamente en la fig. 10.

En cuanto al talud de muro valen todas las consideraciones hechas pero, dada la disposición de los estratos es habitual tener en cuenta el riesgo de vuelco (fig. 11). Este peligro viene, en este caso, acentuado por la acción de la meteorización artificial, ya que la decompresión originada por la excavación afecta a zonas relativamente próximas a la superficie del talud.

En los últimos años se viene prestando atención especial al "vuelco" de los estratos, aunque no siempre con excesiva rigurosidad. En el momento presente, los ábacos de Piteau y otros (1981), basados en diversas observaciones reales y en el análisis teórico del problema pueden ser de gran utilidad. En realidad, se trata de diseñar los taludes de banco de forma que no se facilite el vuelco o rotura local de los bloques de la base de cada talud parcial de forma que, así se evite el

vuelco.

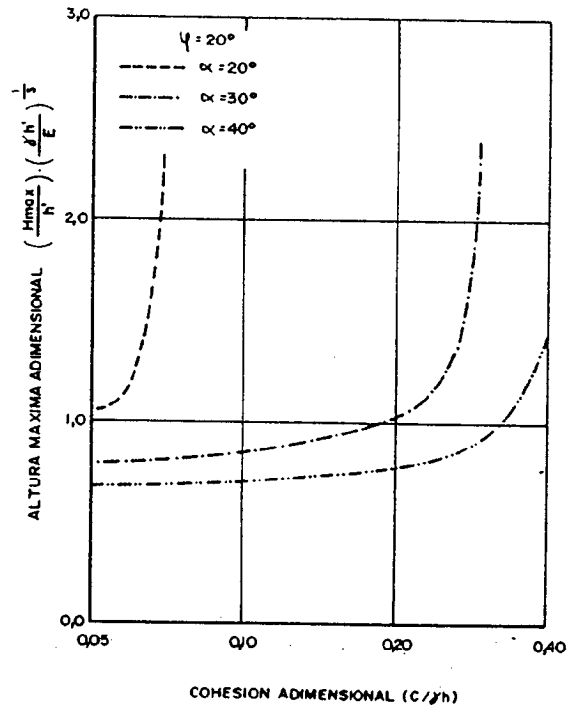


Fig. 10.- Altura máxima para evitar pandeo.

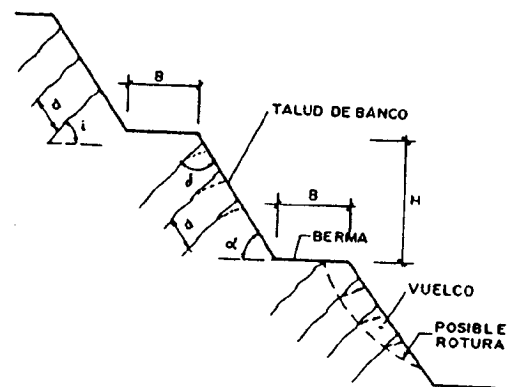


Fig. 11.- Talud de techo. Posible vuelco de estratos.

Para ello los bancos, de inclinación  $\alpha$ , deben diseñarse teniendo en cuenta el buzamiento de la estratificación y el espaciamiento entre la estratifi-

cación, en función de la altura deseada; obteniéndose la anchura mínima de la berma.

Como resultado final de estos análisis -además de los derivados de los efectos de meteorización, aquí no tratados- es posible establecer recomendaciones sobre la geometría de los taludes finales y de trabajo, sobre la geometría en planta, etc. a efectos de que el proyecto minero los incluya en sus análisis de explotación.

### 7.8. CONCLUSIONES

La metodología descrita en los apartados anteriores se ha mostrado eficaz, hasta el momento, permitiendo alcanzar los siguientes objetivos prácticos:

- a) Definición de taludes finales, en función del ángulo general del talud y la geometría de bermas y bancos.
- b) Los taludes de trabajo y sus condiciones geométricas deben ser definidos teniendo en cuenta los problemas geomecánicos que las condicionan (pandeo, vuelco, bloques, etc.) y las técnicas de excavación utilizadas, que pueden afectar seriamente a las propiedades geotécnicas iniciales.
- c) Deben recomendarse, a ser posible, técnicas de excavación y trabajos de drenaje cuando estos sean necesarios y el tipo de seguimiento geotécnico durante la excavación.
- d) Deben establecerse unas consideraciones mínimas sobre el impacto ambiental, la sismicidad inducida, la influencia de apilamientos próximos, polución, etc.
- e) El talud final no debe definirse solamente utilizando los resultados de las investigaciones llevadas a cabo, por muy completas que sean, sino que debe tener en cuenta los resultados obtenidos en casos similares, sobre todo si se alcanzan grandes profundidades.

## CAPITULO 8

### INGENIERIA, GEOLOGIA Y MINERIA SUBTERRANEA

#### 8.1 INTRODUCCION

Diseñar una estructura en roca es, por una serie de motivos, mucho más difícil que hacerlo en acero, hormigón u otro material de construcción convencional. Una de las principales dificultades proviene de que las rocas se hallan sometidas a tensiones desconocidas, debidas principalmente al peso del recubrimiento y a las fuerzas tectónicas. Aunque el estado tensional de la corteza terrestre podría estimarse suponiendo que es debido solamente al peso de los terrenos suprayacentes, las medidas efectuadas muestran que las estimaciones realizadas sobre esta base suelen ser completamente erróneas.

La dificultad en obtener información sobre las propiedades mecánicas del macizo rocoso antes de la apertura de la cavidad es otro inconveniente. Los materiales de construcción pueden producirse de acuerdo con unas especificaciones determinadas, y las estructuras convencionales diseñarse para utilizar dichos materiales; sin embargo, el diseño de estructuras subterráneas se ve dificultado por la escasez de información acerca del comportamiento y propiedades del macizo rocoso.

Las bases de diseño en minería subterránea son casi opuestas a las utilizadas en la ingeniería civil. Consideraciones económicas suelen hacer necesario extraer el mayor porcentaje posible del criadero, por lo que el tamaño y número de pilares y otros elementos estructurales abandonados, se reducen al mínimo. Las minas tienen una vida corta comparada con la de las estructuras convencionales y este aspectos, junto con las ventajas económicas que reporta operar con coeficientes mínimos de seguridad, son dos facetas del diseño exclusivamente mineras. Por fortuna, el desarrollo de una mina es normalmente tan lento que suele haber numerosas oportunidades para experimentar, y modificar el proyecto de acuerdo con los resultados obtenidos.

En el diseño de una mina, además de la Mecánica de Rocas, debe utilizarse la experiencia, sobre todo si ésta ha sido adquirida en estructuras equivalentes,

rocas similares y profundidades comparables a las de la mina que se trata de diseñar. Más adelante, conforme se van recogiendo datos sobre las propiedades del macizo rocoso y sobre el campo tensional, las hipótesis de partida deben reconsiderarse y el diseño modificarse en consecuencia.

En este capítulo, dedicado a la Ingeniería Geológica y Minería Subterránea, se tratará el tema de modelización de yacimientos minerales y métodos de explotación, haciendo hincapié sobre todo en las condiciones de aplicación de los distintos métodos y en las experiencias en España. También se tratará la influencia del agua en las explotaciones mineras y otros aspectos como diseños de techos, tensiones en roca y sismicidad inducida. Por último, se analizarán las repercusiones en superficie de las explotaciones mineras.

#### 8.2 MODELACION DEL YACIMIENTO

##### 8.2.1 Tipos de yacimientos; características geológicas.

Los minerales se presentan de diversas maneras y asociaciones a muchas clases de estructuras geológicas.

Un *yacimiento mineral* es un agregado de sustancias de origen mineral, que se encuentra en la corteza terrestre y es susceptible de explotación económica o puede llegar a serlo. Desde el punto de vista geoquímico, un yacimiento mineral puede considerarse como una concentración inusualmente alta de un determinado elemento químico, producida por diferentes procesos geológicos en algún lugar de la corteza.

Las características y la disposición del mineral son los factores principales a considerar al elegir un método de explotación. El conocimiento de la geología de un yacimiento mineral, no sólo será útil para una mejor explotación de la mina, sino que además posibilitará el descubrimiento de nuevos yacimientos.

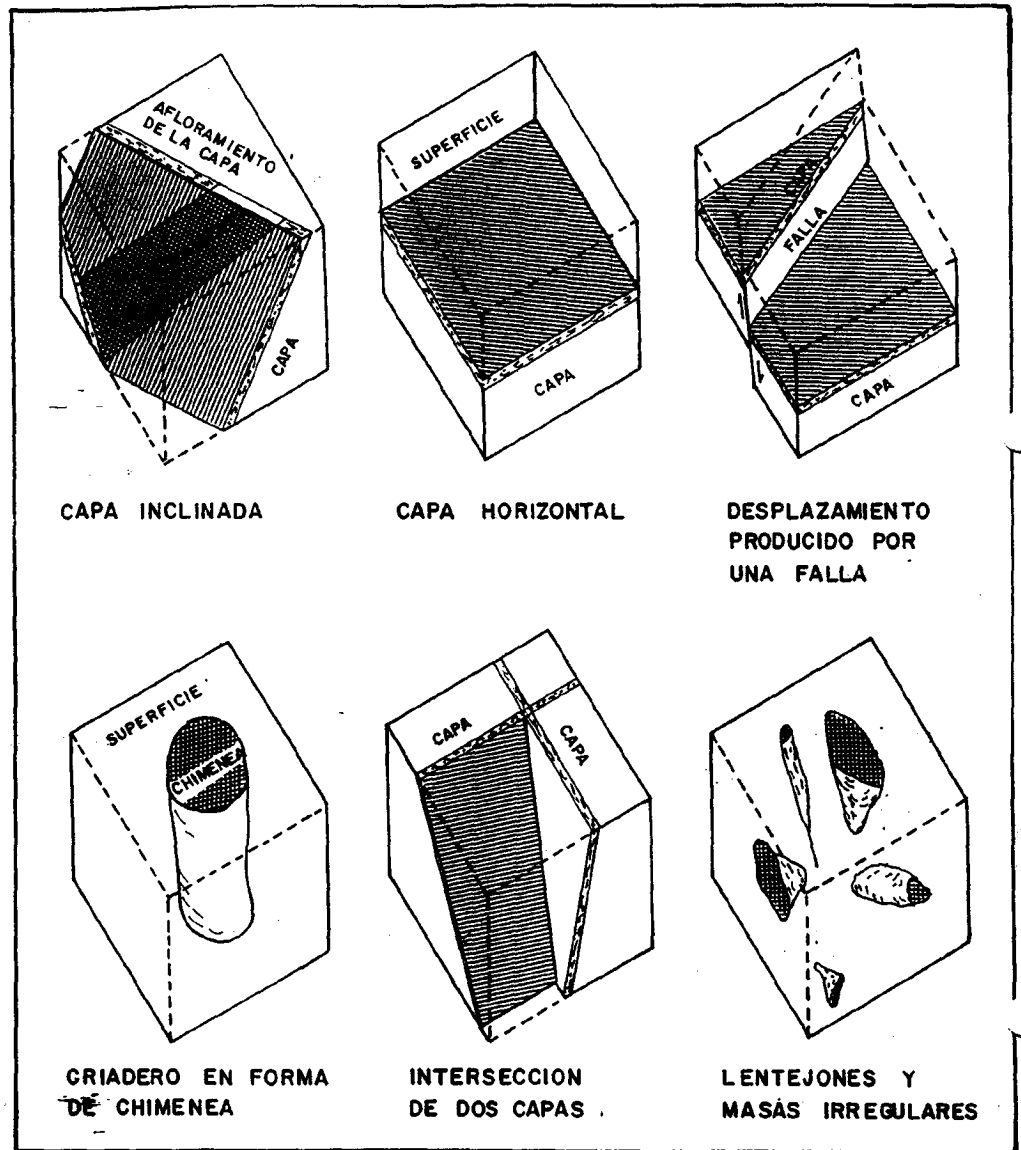


Fig. 8.1.- Diversos tipos de yacimientos.

En la Figura 8.1 se muestra un filón tabular en diversas proporciones, la intersección de dos filones y bloque de un yacimiento en chimenea, así como cuerpos irregulares mineralizados. Según se aprecia en esta figura, la estructura geológica es el condicionante fundamental en las explotaciones. Así, por ejemplo, en un yacimiento de carbón, son factores a considerar la existencia de fallas, variaciones de potencia y rumbo de la capa y sobre todo, variaciones de pendiente. Según

la capa sea horizontal o tenga una elevada pendiente los métodos de explotación serán muy diferentes. La variación de la pendiente de las capas se debe considerar diversos tipos de explotaciones, se recoge más adelante al tratar los métodos de explotación.

Estas situaciones se pueden presentar en el mismo yacimiento, de estructura sinclinal por ejemplo.

cuya parte inferior se va haciendo progresivamente más horizontal, debiendo variarse absolutamente el sistema de explotación de la cubeta inferior frente al de los flancos.

En el caso de masas dispersas mineralizadas, hay que diseñar las labores de acceso y extracción en función de la forma, volumen y localización relativa de dichas masas.

Se podrían mencionar otros ejemplos que ponen de manifiesto los condicionantes de la estructura geológica en las explotaciones.

### 8.2.2 Modelización

Para dimensionar una nueva explotación minera, generalmente hay que proceder por etapas. Normalmente, estas etapas son: *viabilidad, anteproyecto, proyecto y explotación*. En cada una de estas etapas se realizan tres modelos, *modelo geológico, geomecánico y matemático*, revistiendo especial importancia en la etapa de explotación de la mina.

En el *modelo geológico* se representan esquemáticamente los caracteres litológicos, estructurales e hidrogeológicos del macizo rocoso. Las propiedades mecánicas discontinuidades, se representan en el *modelo geomecánico*, en el que se incluyen también los ensayos para determinar las mencionadas propiedades y las tensiones existentes en el macizo rocoso. Estos dos modelos, geológico y geomecánico, se integran en el *modelo matemático*, del que se obtiene, mediante la formulación matemática utilizada, una visión del comportamiento de la explotación minera.

Al ser los modelos una simplificación de la realidad, es imprescindible realizar un programa de instrumentación, una vez abierta la mina, para comprobar la validez de los resultados obtenidos del modelo matemático.

## 8.3. METODOS DE EXPLOTACION

### 8.3.1 Introducción

Cuando se abre un hueco en la corteza terrestre se produce un desequilibrio en la misma. Al extraer una parte del macizo rocoso, característica de toda labor minera, se produce inevitablemente la eliminación del soporte de la masa rocosa restante, lo que da lugar a una alteración en las condiciones de

equilibrio. En el sentido más amplio, se puede considerar que al aumentar el tamaño del hueco se produce inevitablemente el derrumbe por hundimiento de la masa rocosa que lo rodea. Este fenómeno puede ser una propiedad deseable para la aplicación de ciertos métodos. En otros casos hay que tomar las medidas necesarias para proporcionar un soporte adecuado al macizo rocoso para su estabilidad.

La posibilidad de aplicación de los distintos métodos de minería depende fundamentalmente del grado en que el mineral y las rocas de los hastiales vayan a resistir sin apoyo, y de la posibilidad de que los métodos hagan frente al sostenimiento final de los huecos excavados. La ciencia de la *Mecánica de Rocas* estudia los factores que relacionan los fenómenos de presión en el interior de las minas con los requisitos que deben cumplir los sistemas de sostenimiento.

El control del terreno es la consideración más importante para seleccionar la forma de explotar un criadero, por lo que debe ser también el factor primordial en cualquier estudio de los métodos de explotación posibles que se realice.

Cada yacimiento, por sus características geológicas, consiste en una combinación diferente de factores de los cuales se derivan unos determinados comportamientos del terreno al extraer el mineral.

En gran parte de las minas los terrenos progresan gradualmente hacia la rotura, por lo que, dentro de ciertos límites, los métodos de explotación deben adaptarse a este hecho. Durante el proceso de adaptación, un procedimiento de control del terreno puede gradualmente desplazar a otro, por lo que los métodos de explotación deben ser flexibles, y solamente en condiciones ideales pueden establecerse límites rígidos entre ellos.

Los tipos de control del macizo rocoso que deben considerarse, varían desde el mantenimiento rígido del terreno mediante pilares, pasando por diferentes grados de cierre de los hastiales y de descenso del techo, hasta el hundimiento completo de la masa mineral y del estéril supra-yacente. En la figura 8.2 estos tres tipos están representados por los *Grupos A, B y C* respectivamente, cada uno de los cuales forma el núcleo de un círculo mayor en el interior del cual se agrupan los métodos satélites. El círculo central, más amplio, se solapa con el superior e inferior, delimitando zonas de transición en las que son tolerables ciertos compromisos con los principios básicos que dichos

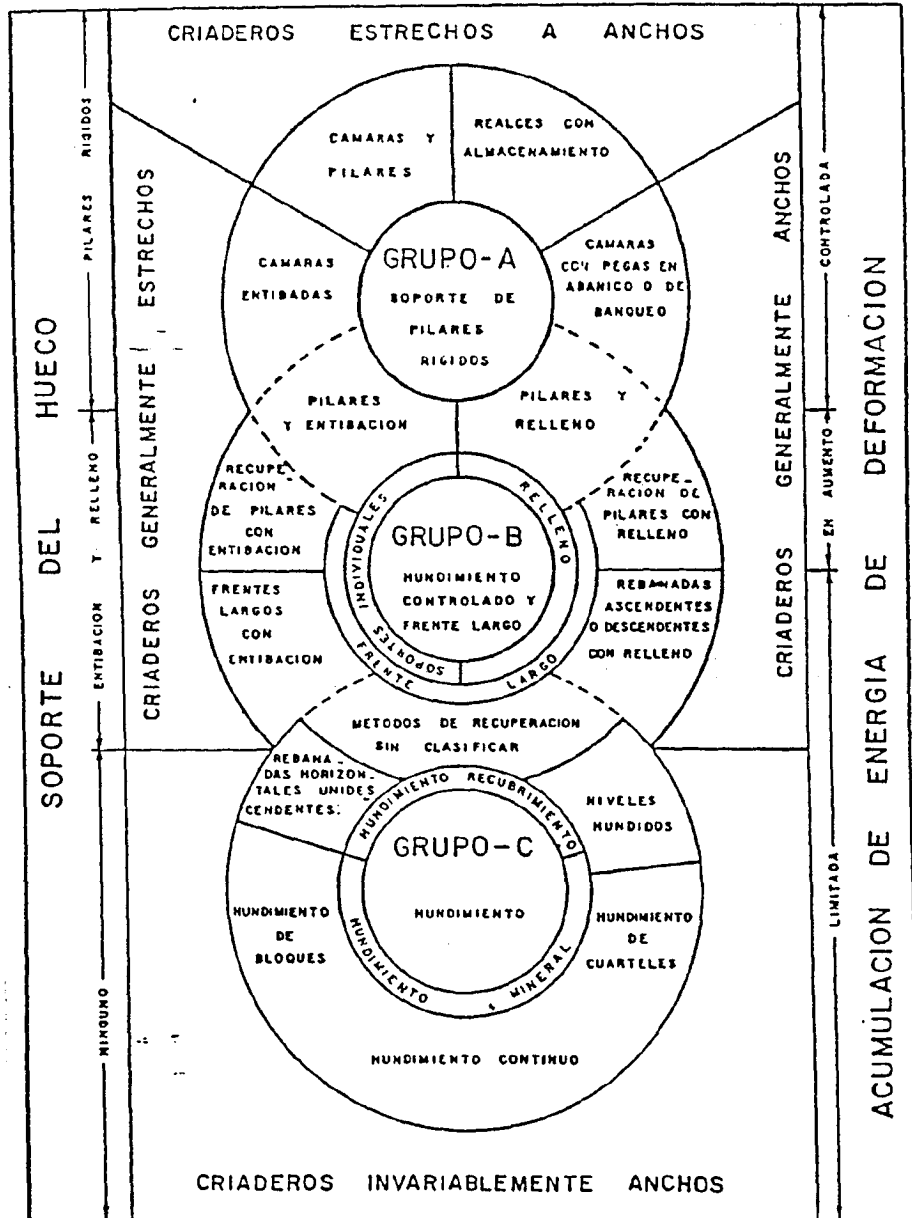


Fig. 8.2.- División de los Métodos de Laboreo según la Mecánica de Rocas.

círculos representan, y además encierra otros dos círculos, el primero divide las técnicas de sostenimiento en relleno y de soportes individuales, y el segundo representa la explotación por frente largo. El círculo inferior también comprende otro círculo, con objeto de distinguir entre el hundimiento de la masa mineral y el de los terrenos suprayacentes.

La influencia de la potencia del criadero se indica mediante divisiones fuera de los círculos. Se denominan *yacimientos estrechos* a aquellos cuya anchura no sobrepase de los 10 m, ya que es el máximo que suele sostenerse mediante entibación. La noción de criadero ni ancho ni estrecho se ha introducido para agrupar los métodos de cámaras y pilares, y recalces

con almacenamiento, que son prácticamente independientes de la potencia de la explotación. Los apropiados para grandes espesores, pero esto no quiere decir que los métodos de relleno, por ejemplo, no pueden emplearse en yacimientos estrechos. Criaderos invariablemente potentes son aquellos que se explotan por métodos, como los de hundimiento, que requieren grandes espesores (normalmente más de 30 m).

La escala de energía de deformación acumulada que se muestra a la derecha de la figura es de gran interés. En el Grupo A, en el que tanto los anchos de las cámaras como las cargas sobre los pilares son pequeños, la energía de deformación está controlada. En la zona de transición y en la de recuperación de pilares, se produce un aumento de presión en éstos, debido a la mayor profundidad y extensión de la mina, y a la reducción del área de los pilares, que puede dar lugar a la rotura gradual o súbita de alguno de ellos. Ambas son zonas de concentración de energía elástica y por tal motivo, existe el riesgo de que se produzcan "explosiones de roca". Este último aspecto se trata en el punto 8.7.2.

La rotura progresiva del terreno es la característica principal de los métodos que se han ubicado entre el centro del círculo medio y la parte baja del inferior. En ellos, si la rotura del terreno sigue normalmente su curso, la energía de deformación va disminuyendo.

### 8.3.2 Condicionantes geológicos y geotécnicos para el desarrollo del método.

#### 8.3.2.1 Métodos de pilares rígidos

El soporte de las excavaciones mineras mediante pilares encuentra su mayor aplicación en rocas resistentes y a la relación resistencia/tensión proporciona un coeficiente de seguridad adecuado. La variable más importante en dicha relación suele ser normalmente la tensión, que se modifica con la profundidad, por lo que, para que no disminuya el factor de seguridad, el área de los pilares debe aumentarse a medida que se profundiza, hasta que se alcanza un nivel en el que la recuperación del mineral es muy baja. También puede suceder, antes de llegar a la profundidad crítica, que la estabilidad de los techos de las cámaras se vuelva precaria y haya que cambiar de método. En cualquier caso, a una cierta profundidad se debe pasar a algunos de los métodos del Grupo B, mencionados en la tabla de la página anterior, Morrison (1976).

Cuando no es preciso proteger la superficie, la fase final de las minas con pilares rígidos suele consistir en la recuperación de todos o algunos de los pilares del mineral.

A continuación se desarrollan brevemente los métodos incluidos en el *Grupo A* "Soporte de Pilares Rígidos". Aime (1982). Stassen (1981).

#### 1. Cámaras y pilares.

En este método el yacimiento sólo se recupera parcialmente, ya que el control del terreno exige el abandono de una parte del yacimiento en forma de pilares, que sirven para sostener el techo de las cámaras.

La resistencia de los pilares depende del material de que están contruidos (roca o mineral) y de las discontinuidades geológicas (fallas, estratificación, juntas), que lo atraviesan. Del material que constituye el pilar interesa, fundamentalmente, su resistencia a compresión simple que, como se verá en el capítulo dedicado al modelo geomecánico, depende, entre otros factores, de la forma y tamaño del pilar. De las discontinuidades interesa su orientación y su resistencia al corte.

Cuando el pilar es atravesado por una discontinuidad cuya resistencia al corte es inferior a su buzamiento, se romperá, a menos que se coloquen elementos de contención adecuados. En estos casos, las dimensiones del pilar no se deben fijar por comparación entre la carga a que está sometido y su resistencia, sino que se establecen de forma que la discontinuidad no quede descalzada.

La aplicación de este método es apropiada a criaderos echados o con poca pendiente, que no excedan de los 30 grados. También debe ser la roca del techo y el mineral suficientemente resistente. En relación con ello, el concepto de estabilidad del techo o del mineral es muy flexible. Si se aumenta el número de pilares o se reduce el ancho de las cámaras, se puede compensar la calidad peor del terreno, pero ello se hará a costa de perder mineral, por ello se procura aumentar la estabilidad de las cámaras y pilares empleando el empernado.

Es de aplicación universal en yacimientos tabulares, sedimentarios, como pizarras cupríferas, yacimientos de hierro y otros. Borisov (1976).



2. *Cámaras vacías.* EMJ (1978). Jornadas Mineras Huelva (1980).

Al igual que en el método de cámaras y pilares, el control del terreno en este método de explotación se lleva a cabo con el propio mineral. Las cámaras son mayores que en el caso anterior: los pilares se van formando según prospera la explotación de cámaras adyacentes.

Las cámaras vacías sólo pueden emplearse en minerales resistentes y firmes, con hastiales de roca igualmente resistente. El mineral se arranca y el hueco queda sin sostenimiento.

En los criaderos de tamaño pequeño, como en lentejones y bolsadas, la cámara puede ser de sus mismas dimensiones. Pero en general, el largo de las cámaras queda limitado por la resistencia de la corona de mineral; el ancho puede ser el del criadero, si no es excesivo, o se divide éste en caso contrario.

Se pueden preparar paralelas a los hastiales y normales a ellos según la potencia y otras características del criadero.

Puesto que en este método se crean grandes huecos, que quedan sin rellenar ni sostener y que están sometidos a los choques sísmicos causados por las grandes voladuras, el macizo rocoso debe ser estructuralmente estable.

Esto requiere una alta resistencia de la roca a la compresión, unido a unas características estructuralmente favorables, sin juntas, fallas o planos de estratificación excesivos.

En las dos figuras siguientes se presentan sendos ejemplos de explotación mediante cámaras vacías por el procedimiento de arranque desde niveles, en el primer caso con barrenos paralelos y en el segundo con barrenos en abanico.

3. *Cámara - almacén*

Este método es apropiado para filones verticales, con no mucha potencia y suficiente regularidad de hastiales para permitir la caída de gravedad del mineral.

La corona y costados de la cámara deben ser sanos y firmes. La pendiente ideal es la vertical, pero se considera aplicable hasta 50 grados.

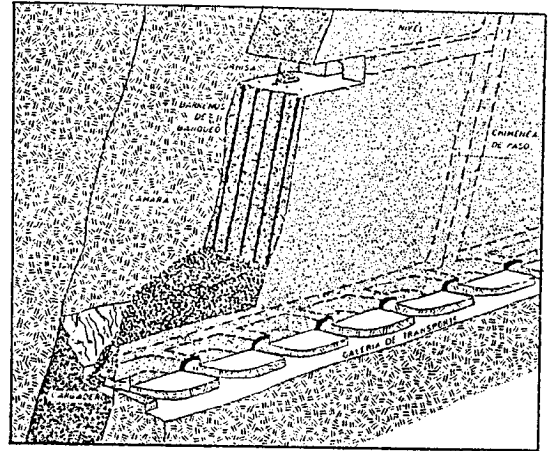


Fig. 8.3.- Barrenos paralelos.

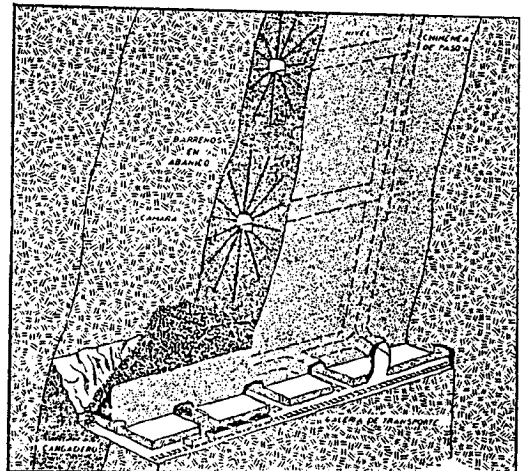


Fig. 8.4.- Barrenos en abanico.

4. *Cámaras con rebanadas ascendentes rellenas.* EMJ (1978). World Mining (1980).

En este método el mineral se arranca en rebanadas sucesivas horizontales o inclinadas, trabajando en sentido ascendente la galería de base, como en las cámaras almacén. Sin embargo, el mineral se saca a medida que se arranca; el hueco que se produce al sacar el mineral se rellena con estériles

siguiendo al frente a una distancia mayor o menor según los casos, o bien, solo se empieza el relleno cuando se completa el arranque de una rebanada. Entre el relleno y la corona virgen del mineral se deja un hueco suficiente para que se pueda trabajar en la perforación de la rebanada siguiente sin dificultades.

Las Rebanadas Rellenas es el método de explotación más flexible de todos, ya que puede aplicarse a casi todo tipo de criaderos.

En la figura siguiente se representa un esquema del método.

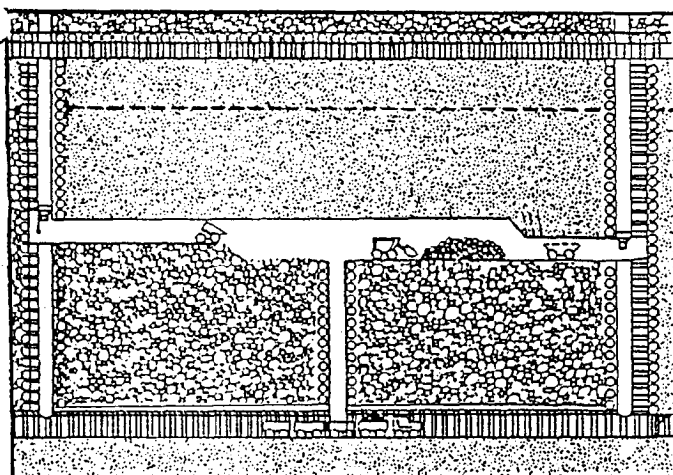


Fig. 8.5.- Método de explotación por rebanadas rellenas.

En criaderos tabulares de fuerte pendiente y potencia pequeña o media, el mineral se arranca en dirección, montando cámaras longitudinales y con la anchura de la caja. Según la "corrida" del criadero, las cámaras pueden ser del mismo largo que éste o limitarse por medio de pilares de separación, que disminuyen el vano descubierto de los hastiales. Cámaras de más de 20 m de anchura sólo son posibles con coronas de mineral muy resistente. Si el criadero es más ancho, se preparan las cámaras como "labores de través", con el eje mayor normal a los hastiales.

Las "Cámaras Rellenas" se emplean en criaderos irregulares de minerales ricos, con ramificaciones que penetran en el macizo rocoso que lo encaja. En estos casos será preciso franquear la roca del hastial para conseguir las secciones precisas. La roca arrancada se deja dentro de la explotación como relleno de la rebanada.

### 8.3.2.2 Métodos de frente largo.

Estos métodos se basan en que todas las rocas pueden comportarse como incompetentes si están sometidas a tensiones suficientemente elevadas, pero también en que es posible controlar su rotura mediante la entibación, haciendo esto factible trabajar en el frente, en condiciones de seguridad, durante un tiempo limitado. La entibación y el avance regular del frente largo eliminan o minimizan la concentración de tensiones y permiten obtener condiciones de trabajo aceptables.

Los métodos por frente largo aunque son menos selectivos que los de cámaras y pilares, son mucho más extensivos, permitiendo grandes producciones.

#### 1. Método de explotación de frente largo en dirección.

El método en frente largo en dirección es el más normal empleado en Europa en capas echadas de poca o media potencia (hasta de 4 m). Se llama también método de hundimiento controlado, cuando no se aplica relleno, que es lo más corriente. Cuando su implantación es posible por las condiciones del techo y la pendiente, es el de mejor rendimiento y seguridad. Puede aplicarse hasta en capas con pendiente de 40 grados y como luego se verá se han hecho intentos de aplicarlo en capas verticales, con algunas variantes. (Ver figura nº 8.6).

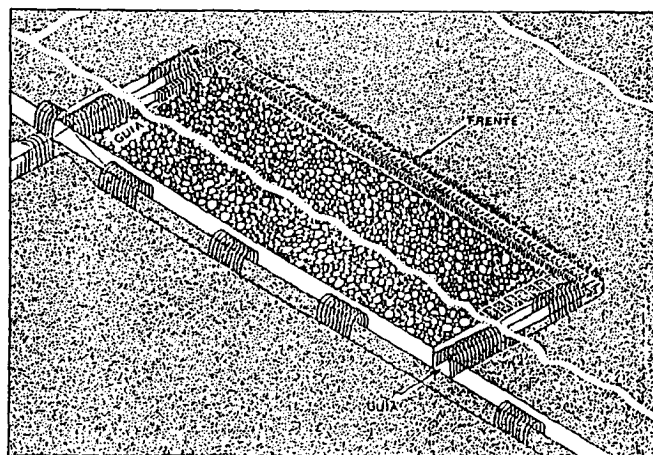


Fig. 8.6.- Explotación por frente largo en dirección.

Para preparar la explotación se avanzan galerías, guías de cabeza y base, separadas entre sí de 100 m a 200 m según la capa. Se enlazan con una

chimenea abierta en la capa, según su línea de máxima pendiente, a partir de la cual se monta el taller de explotación y se inicia el avance del frente, arrancando el carbón en franjas paralelas según la máxima pendiente y en toda la potencia de la capa; el hueco que se va formando se controla con el sostenimiento.

## 2. Método de testeros.

El método de arranque por testeros es el que se viene empleando sistemáticamente y de forma tradicional en nuestras explotaciones en capas de carbón verticales, con una clara limitación, ya que los rendimientos están basados en el esfuerzo personal del hombre que arranca el carbón con martillo de aire comprimido y postea el hueco que abre su avance.

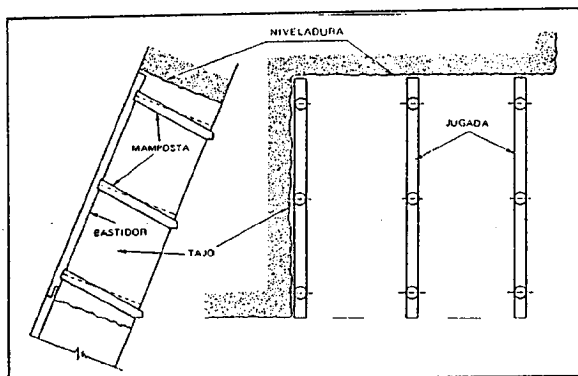


Fig. 8.7.- Explotación por testeros.

En el método de testeros el arranque se realiza dividiendo el macizo de capa comprendido entre las guías de cabeza y de base, cuya longitud según la pendiente oscila entre 80 y 120 m, en series de escalones invertidos a los que se denomina testeros (figura 8.7). Este se compone del "tajo", frente en el que se realiza el arranque del carbón por el minero, ayudándose con el martillo picador o por otros medios, y de la niveladura que sirve de protección al minero frente a la caída de carbón o piedra de los testeros superiores.

El yacimiento en que se aplica este método de explotación tiene la característica de que sólo el 30 % de los talleres pueden considerarse uniformes, o sea, sin fallas o cambios de potencia.

El 70 % restante son irregulares: Bien porque tienen cambios de potencia, aunque su trazado sea

irregular, lo que ocurre en un 29 %; que tengan fallas que cortan los talleres, en un 13 %; o el peor caso, que será aquél en que haya fallas y cambios de potencia, lo que sucede en el 28 % de los talleres.

La pendiente de las capas varía y así se pueden considerar los siguientes tipos de explotaciones:

Talleres verticales	Con pendiente superior a 75°, en el 8 %.
" semiverticales	Pendiente entre 60 y 75°, el 29 %.
" inclinados	Pendiente entre 40 y 60°, el 37 %.
" tumbados	Pendiente entre 0 y 40°, el 26 %.

en estos últimos no se emplea apenas el método de testeros, ya que la introducción de rellenos y la evacuación del carbón no puede realizarse por gravedad.

Para potencias superiores a 1,5 m y pendientes por encima de 60 grados se suele dar una inclinación descendente entre 15 y 30 grados a la niveladura.

## 3. Método de frente largo en capas potentes.

En este apartado se consideran aquellos frentes largos atípicos, por ser aplicados en capas de carbón potentes formando parte de los métodos de explotación clásicos en estas capas: bien rebanadas horizontales o rebanadas inclinadas según la pendiente.

En estas variantes se aplica el frente largo en una fase de explotación dentro de la rebanada, y a esta fase puede seguir simplemente el hundimiento del techo, que puede ser el auténtico de la capa o el hundimiento mezclado con el de los minados de rebanadas superiores; o bien al avance del frente largo le acompaña el desplome (soutirage) de la corona de carbón que se ha dejado previamente como techo.

### 8.3.2.3 Método de hundimiento.

En este grupo conviene distinguir entre el hundimiento del terreno situado sobre el criadero únicamente y el hundimiento de toda la masa, incluido el mineral. El hundimiento implica el descenso del techo hasta descansar sobre la entibación o sobre el muro, con el necesario control de los desplazamientos relativos dentro de la masa en movimiento, y suele reflejarse en el desarrollo de una zona de fracturación y

en el descenso de la superficie. Por otra parte, la altura del socavamiento debe ser suficiente para permitir el movimiento de los bloques de mineral en un grado tal que se destruya la identidad estructural de la masa, y ésta pueda pasar a través de las chimeneas de extracción situadas bajo el hundimiento. La experiencia demuestra que si la superficie de socavación se extiende más de ciertos límites, que dependen del tipo de roca y de la distribución de tensiones, se produce el hundimiento. El progreso de éste es función del ritmo de retirada de la roca hundida, que en caso contrario podría servir de sostenimiento a la masa excavada, y del aumento del área de socavamiento.

Este método es aplicable únicamente en aquellas masas minerales que es factible hacer descender mediante un determinado socavamiento, y en las que el material hundido adquiere la granulometría adecuada para pasar por las chimeneas de extracción.

El hundimiento se puede realizar de dos maneras: en primer lugar llevando éste con el control suficiente para que al ceder el techo sobre el muro, seguido por el recubrimiento, el proceso se lleve de modo que la repercusión en superficie sea relativamente pequeña y con desplazamientos soportables.

En el otro grupo de métodos el hundimiento se hace sin control y el tamaño de los huecos permite movimientos y roturas que destruyen la estructura original del macizo rocoso, llegando incluso a presentarse, al final de la extracción, las rocas estériles del recubrimiento y hastiales en los cargaderos de la mina.

Estos métodos quedan limitados en su aplicación a aquellos criaderos que hunden favorablemente, de modo que el mineral hundido se extraiga económicamente por los cargaderos inferiores del hueco. Por ello y por el grado de selectividad, estos métodos están en competencia con las cámaras vacías.

Aún está por determinar la profundidad límite de explotación económica del hundimiento. Los factores determinantes son las tensiones, la posibilidad de controlar el entorno y los costos de conservación de las galerías de la zona inferior al hueco. MORRISON (1976). AIME (1982). STASSEN (1981).

### 1. Huecos y pilares hundidos.

Su aplicación está indicada en capas horizontales, o bien en rebanadas, de unos 5 m de potencia

media.

La preparación se inicia en cuarteles partiendo de unas galerías "primarias" de transporte general, de las que parten otras "secundarias" y "terciarias" que dividen la capa en bloques o cuarteles de 100 m x 100 m.

Estos bloques se dividen por galerías de 5,5 m de ancho, separadas 18 m entre centros, dejando un macizo intermedio, como se ve en la figura. Estos macizos se van rebajando de sección con labores de retirada y finalmente se hunden, logrando una recuperación del 85% del mineral.

### 2. Bloque hundido

Este método consiste en arrancar un bloque de mineral en un criadero de grandes dimensiones por hundimiento de mineral, que se va sacando por la base del bloque.

Se empieza por dividir el criadero en grandes bloques cuya sección horizontal es generalmente superior a 100 m<sup>2</sup>.

En la base se abre una gran roza horizontal, con lo que se le quita a la masa mineral su apoyo. Se prepara la masa con una red de galerías y chimeneas entrecruzadas en el muro. La zona permite al mineral fracturarse y hundirse. La zona fracturada sube progresivamente en toda la masa. A medida que progresa el hundimiento, la fragmentación mejora, el mineral se quebranta y así puede cargarse en la base, en los numerosos puntos de carga (ver fig. 8.8).

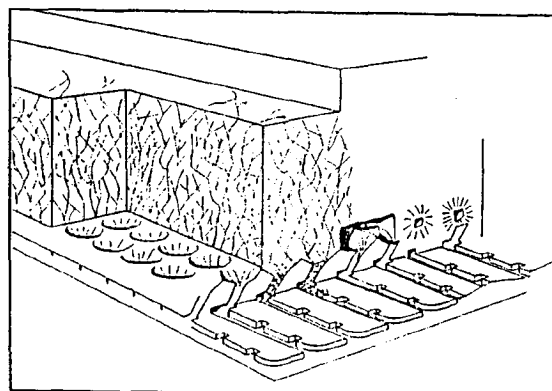


Fig. 8.8.- Método del bloque hundido

Como el terreno está fracturado por el hundimiento es fácil que penetren en él las aguas de superficie y las de los mantos acuíferos e inunden las labores. Deben preverse una capacidad de bombeo para las próximas avenidas que puedan separarse. Cuando progresa en profundidad el hundimiento y los restos de los hastiales van rellenando el hueco, las rocas actúan como una esponja y las escorrentías de agua de lluvia deben encauzarse en superficie.

Si existe un gran acuífero habrá que disponer bombas fuertes que eleven el agua desde debajo de la base del hundimiento.

### 3. Niveles hundidos

En este método se divide cada piso del criadero en niveles de 8 a 15 m de distancia en vertical. En cada nivel se recorta el criadero de muro a techo desde una gufa en mineral situada al muro. Esta gufa enlaza con una piqueta o pozo-tolva que comunica los recortes de las plantas de cabeza y base del piso. Las galerías de recorte de cada nivel se colocan alternadas y a partir de ellas se perforan barrenos ascendentes, paralelos a los hastiales o dispuestos en abanico (ver fig. 8.9).

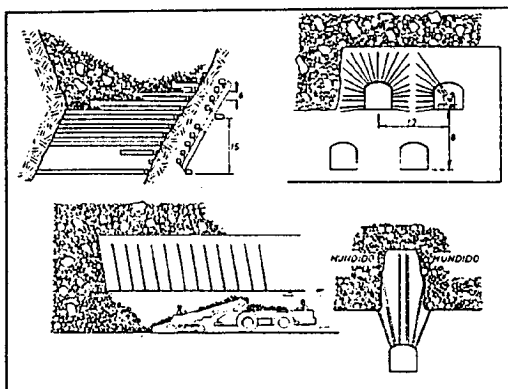


Fig. 8.9.- Explotación por niveles hundidos

Para empezar el arranque se abre una roza al techo de cada macizo de nivel, que servirá de salida a la voladura, y se arranca en retirada de techo a muro. Simultáneamente hay galerías de nivel en arranque, en cargas, en perforación y en preparación como se ve en la figura.

### 8.3.3 Condicionantes geológicos y geotécnicos.

Reconocimientos "in situ" para el desarrollo de los métodos. Hoek y Brown (1980). Ramírez (1984)

La implantación de los distintos métodos de explotación está condicionada por diversos factores geométricos y económicos, por factores geomecánicos de los que cabe señalar las tensiones y deformaciones inducidas en la estructura como resultado de las fuerzas externas e internas. La capacidad de la estructura para resistir dichas tensiones y deformaciones viene limitada por criterios de tensión máxima admisible de rotura de la roca o bien deformación máxima admisible.

Para seleccionar un método y comenzar su anteproyecto es preciso disponer de planos y cortes geológicos, de un modelo de distribución de leyes del criadero, y conocer las características mecánicas de las rocas del mismo, muro y techo. Muchos de estos datos se obtienen de testigos de sondeos.

La interpretación geológica básica es muy importante en cualquier evolución minera. En los mapas y secciones geológicas se indicarán los principales tipos de rocas, zonas alteradas, estructuras principales, tales como fallas, estratos, ejes de pliegues, etc. Pueden también indicarse las zonas de trastorno en mapas transparentes, que puedan superponerse sobre los geológicos. El área incluida en estos planos debe extenderse en sus márgenes a dos veces la profundidad del criadero, para asegurarse de prever los futuros daños que pueda ocasionar la mina. Es muy importante disponer de mapas de nivel y secciones bien interpretadas, para definir la distribución de las leyes y propiedades características del criadero desde el punto de vista de la mecánica de rocas.

A continuación, se tratan brevemente los condicionantes de los métodos de explotación más importantes así como los reconocimientos recomendados para cada uno de ellos.

En el método de cámaras y pilares el diseño de los pilares es principalmente geométrico y se basa en un levantamiento geotécnico de las discontinuidades de la mina.

La resistencia de los pilares depende del material de que están contruidos (roca o mineral) y de las discontinuidades geológicas (fallas, estratificación, juntas) que los atraviesan. Del material que constituye el pilar interesa sobre todo su resistencia a compresión simple, que depende del tamaño y de la forma del pilar.

De las discontinuidades internas su *orientación* y su *resistencia al corte*.

Para calcular la tensión vertical media sobre los pilares, pueden utilizarse los métodos tradicionales (área atribuida, cavidad en un medio finito, etc.) o los métodos numéricos (elementos finitos, diferencias finitas, desplazamiento discontinuo, etc.).

En el *método de cámaras vacías* es importante que se establezca bien la estructura geológica del criadero, pues de ello depende fundamentalmente la altura de pisos y el tamaño de las cámaras. La presencia de estratos, juntas y fallas puede ser deseable o perjudicar el método, por lo cual debe tenerse muy en cuenta.

Al crearse grandes huecos en el método de cámaras vacías, que quedan sin rellenar ni sostener, el macizo rocoso debe ser estructuralmente estable. Esto requiere una alta resistencia de la roca a compresión, junto a unas características estructurales adecuadas, sin excesivas juntas, fallas o planos de estratificación.

En las *cámaras almacén*, los parámetros geomecánicos serán más favorables si los hastiales y la corona tienen cierta consistencia y el mineral no tiende a autocompactarse.

Cuando la superficie de roca queda expuesta a la meteorización, se disgrega y afloja, produciéndose concentraciones de tensión en la misma al prosperar las labores mineras. Si la roca en que se abre la cámara es de calidad media, se desprenderán lisos o bloques, disminuyendo estos desprendimientos debido al efecto de confinamiento que se va acrecentando con el llenado de la cámara por el mineral arrancado.

Según la anchura del filón, las cámaras pueden abrirse transversalmente al filón cuando éste es muy potente. Las cámaras se separan unas de otras por pilares corridos de mineral, para reducir su luz. Borisov (1976).

Las cámaras almacén no deben utilizarse en el caso de hastiales con rocas fiables.

En las *explotaciones por frente largo*, en todas sus variantes según la pendiente y potencia de la capa el problema principal que se plantea es el sostenimiento del techo.

El techo próximo al taller en explotación, que

se hunde cuando se retira el sostenimiento, es el denominado *techo inmediato*; en éste se individualizan bloques formados por las fracturas naturales existentes, planos de estratificación y diaclasas, así como por las fracturas inducidas por la propia explotación. Los bloques formados en el techo inmediato deben ser sostenidos por la entibación. Por consiguiente, para un correcto diseño del sostenimiento es primordial la identificación de las fracturas del techo inmediato (orientación, inclinación, ángulos de fricción, etc.).

Los *métodos de frente largo* son aplicables en yacimientos sedimentarios; en los de poca pendiente u horizontales el más apropiado es el de frente largo con hundimiento integral, aunque esto último puede presentar problemas de rotura parcial o total del terreno sobre la explotación, con el consiguiente peligro de drenaje de los acuíferos existentes. Esto es esencialmente grave en las explotaciones potásicas. Además, si el techo de la explotación es muy rígido, pueden plantearse problemas de golpes de techo, que serán tratados posteriormente en el punto 8.8.3 de este capítulo.

En las *capas de fuerte pendiente* se utiliza relleno para controlar los hastiales. El relleno puede colocarse por debajo del tejo o colgado, sujeto mediante llaves de madera y tela metálica. El objeto del relleno colgado es prevenir los desprendimientos instantáneos de gas en capas propensas.

Los *tajos largos* se caracterizan por su peculiar distribución de tensiones, que condiciona la gestión de las galerías de servicio de los distintos tajos y las secuencias de explotación. Delante del frente existe una zona de presión que puede alcanzar un valor igual o varias veces la presión de recubrimiento, dependiendo de la resistencia mecánica de la capa explotada. En el frente la presión se reduce considerablemente y en la calle de roza, la presión se reduce considerablemente al paso del techo inmediato, según se indicó anteriormente. Detrás del sostenimiento de la calle de roza, la presión disminuye a acero y posteriormente va aumentando con el alejamiento al frente, debido a que el techo superior va descendiendo compactando los bloques hundidos del techo inmediato.

Por último se van a describir a continuación los condicionantes geológicos y geotécnicos en los *métodos de explotación por hundimiento*.

En el *método del bloque hundido* se requiere un mineral que hunda y se fragmente naturalmente bien,

una vez socavada su base, y un muro bastante resistente ya que toda la estructura de la explotación se perfora en él. Por ello es muy importante el estudio de la calidad del macizo rocoso. Un índice muy útil para estimar dicha calidad es el *RQD*. Los ensayos en probeta para determinar la resistencia a la rotura no son tan interesantes como el conocer la condición del mineral para fragmentarse en trozos pequeños. Para ello debe estudiarse la dirección de los planos de crucero, juntas y estratificación. Este punto es de especial interés y como prevención en zonas del macizo con buena calidad, no debe dejarse un hueco importante entre el mineral que ya se ha desprendido y el mineral fracturado del techo. Como el terreno está fracturado por el hundimiento, hay que prever las afluencias de agua. Cuando progresa en profundidad el hundimiento, los restos de los hastiales van rellenando el hueco, actuando las rocas a modo de esponja, lo cual exige un encauzamiento en superficie de las escorrentías.

El método de niveles hundidos se aplica en criaderos verticales o en los de gran espesor vertical.

Necesita un mineral que no precise entibación en las galerías, que deben ser amplias para que las cargadoras y jumbos circulen libremente.

Conviene que en el techo hunda regularmente, porque es preciso que las rocas del hundimiento se apoyen constantemente sobre el mineral no extraído.

El factor más importante a controlar es la descarga del mineral arrancado debajo de la masa de rocas trituradas, pues éstas tienden a fluir en forma de elipsoide. La cantidad que tiene a fluir está limitada en la base por ángulos de talud de 65/70 grados. Este cambia rápidamente en el caso de trozos gruesos y cierra en arco la parte alta, quedando colgado. Cuando se consiguen las condiciones favorables del descenso del hundimiento, se ajusta el volumen de mineral cargado en cada voladura por un compromiso entre la dilución y la recuperación del mineral.

El método de niveles hundidos puede emplearse con minerales húmedos y enlosados que no sirven para el bloque hundido o la cámara almacén.

A continuación se presenta la tabla 8.1 en la que figuran los distintos métodos de explotación, así como sus características principales de aplicación.

### 8.3.4 Ensayos para determinar las propiedades geomecánicas de las rocas, macizos rocosos y juntas. Brown (1981). Ramírez (1984).

A continuación se van a desarrollar los ensayos de laboratorio que son precisos en la mayoría de los métodos de explotación anteriormente expuestos, para determinar las propiedades mecánicas de las rocas y macizos rocosos, para seleccionar el método de explotación más adecuado y dimensionar correctamente la mina. Con este objeto, es necesario obtener muestras del techo, muro, hastiales, pilares, etc.

Las probetas se preparan a partir de testigos de sondeos de investigación del yacimiento, aunque también se realizan sondeos geotécnicos para determinar puntualmente las propiedades mecánicas de las rocas.

En algunas ocasiones, la humedad de la muestra es un factor importante a tener en cuenta; para preservarla hasta el lugar del ensayo, se parafinan las probetas.

Cuando las circunstancias lo aconsejan pueden extraerse directamente bloques de roca y mediante una sonda de laboratorio preparar las probetas para ser cuidadas. La selección de estos bloques debe ser cuidadosa, evitando zonas en las que se hayan realizado voladuras.

Los ensayos más habituales que se realizan para dimensionar una mina subterránea son los siguientes:

- \* Compresión simple.
- \* Compresión triaxial.
- \* Determinación de módulo de elasticidad y coeficiente de Poisson.
- \* Tracción indirecta (ensayo brasileño).
- \* Resistencia al corte de las discontinuidades.

En cada uno de estos ensayos conviene utilizar un número considerable de probetas y acompañar el resultado con el valor medio de los ensayos, desviación típica y coeficiente de variación, para tener un grado de fiabilidad sobre los resultados.

Los ensayos de compresión, tracción y módulos requieren probetas de dimensiones normalizadas y una velocidad de aplicación de la carga o tiempo de ejecución del ensayo determinado.

Tabla 8.1.

TIPO DE CRIADERO	PENDIENTE	RESISTENCIA		METODO APLICABLE
		MINERAL	HASTIALES	
Tabular estrecho	Echada	Fuerte	Fuertes	Cámaras con pilares ocasionales. Cámaras y pilares.
Tabular potente	Echada	Fuerte	Fuertes	Cámaras con pilares ocasionales. Cámaras y pilares.
		Débil/fuerte	Débiles	Rebanadas hundidas.
		Fuerte	Fuertes	Cámaras abiertas
Tabular muy potente	Echada			Como en masas
Filones muy estrechos	Verticales	Fuerte/Débil	Fuerte/Débil	Cámara almacén. Rebanadas rellenas. Explotación entibada.
Filones estrechos	Echada			Como en los tabulares estrechos.
Tabular	Echada	Medio/Débil	Débiles	Frente largo con hundimiento integral.
Tabular potente	Echada	Medio/Débil	Débiles	Rebanadas horizontales y soutirage.
Tabular estrecho	Vertical	Medio/Débil	Débiles	Testereros.
Potencia sup. a la entibación económ.	Vertical	Fuerte	Fuertes	Cámara vacía. Cámara almacén. Cámaras rellenas.
			Débiles	Rebanadas rellenas. Mallas cúbicas.
		Débil	Fuertes	Cámaras rellenas. Mallas cúbicas
			Débiles	Mallas cúbicas. Rebanadas hundidas. Mallas cúbicas.
				Como en tabulares potentes o masas.
Filón ancho	Vertical	Fuerte	Fuertes	Cámaras vacías. Cámaras almacén. Cámaras con niveles. Rebanada rellenas.
			Débiles	Niveles hundidos. Mallas cúbicas.
			Fuertes	Cámaras almacén. Cámara con niveles. Rebanadas rellenas.
		Débil	Débil/Fuerte	Niveles hundidos. Bloques hundidos. Mallas cúbicas. Métodos mixtos.



En todos los ensayos existe un efecto de escala importante.

La *resistencia a compresión simple* de la roca se estima sometiendo la probeta a una carga axial creciente y dividiendo la carga en el momento de la rotura por el área de la probeta. Con los datos obtenidos de este ensayo se puede determinar el coeficiente de seguridad de la roca de los pilares, techos asimilable, a vigas con confinamiento lateral, etc.

En el *ensayo de compresión triaxial* se determina la tensión de rotura de una probeta cilíndrica de roca para una tensión de confinamiento dada. Por la propia configuración del ensayo, la tensión vertical es la tensión principal máxima y la de confinamiento, la mínima. Al realizar un conjunto de ensayos triaxiales, se pueden representar los resultados de cada ensayo sobre un plano tomando como ejes de coordenadas las tensiones normales en abscisas y las tensiones cortantes en ordenadas. Cada ensayo estará representado por un *circulo de Mohr*. La envolvente de los círculos de Mohr de un conjunto de ensayos sobre probetas de la misma roca, se asimila a una recta cuya ordenada en el origen indica el valor de la cohesión de la roca y su pendiente, el ángulo de rozamiento de la misma. En estos ensayos hay que distinguir bien cuándo se ha producido la rotura de la probeta a través de material o por un plano de junta, debiendo separarse ambos casos a la hora de dar los resultados de este ensayo. Dichos resultados sirven como datos de entrada para modelos numéricos de la mina, para la aplicación de criterios de rotura a la roca y otros cálculos analíticos de dimensionado de minas.

Los *ensayos para la determinación del módulo de elasticidad y coeficiente de Poisson* de la roca son fundamentales para caracterizar el material rocoso de la mina, ya que en todo modelo numérico en el ámbito elástico o en los cálculos analíticos de distribución de tensiones alrededor de huecos siempre será necesario disponer de estos datos para cada litología. El valor del módulo de elasticidad y coeficiente de Poisson se estima a partir de las deformaciones de resistencias extensométricas pegadas en dirección axial u horizontal en una probeta cilíndrica que posteriormente se somete a compresión axial.

Si se representan las deformaciones y tensiones de unos ejes coordenados, la pendiente de las curvas deformación-tensión para un intervalo determinado de tensión, por debajo del límite elástico de la roca, representa el módulo de elasticidad de la

misma. En ese mismo intervalo de la probeta y las axiales, representa el coeficiente de Poisson de la roca. El módulo de elasticidad del macizo rocoso suele ser considerablemente más bajo que el obtenido sobre probetas de laboratorio, ya estas últimas son más masivas y por consiguiente, menos deformables.

En el *ensayo de tracción indirecta* se preparan los discos de roca cuyo radio es igual a la longitud de la generatriz del cilindro. A continuación se aplica a la probeta una carga de compresión a lo largo de un diámetro y a partir de ella, en el instante de la rotura, se determina la resistencia a tracción de la roca. Este dato es muy útil sobre todo para el dimensionado de techos de cámara, etc.

El ensayo tiene su fundamento en el hecho de que al cargar la probeta según un diámetro, en la dirección perpendicular al mismo se desarrollan unas tensiones de tracción que llegan a producir la rotura de la probeta.

La *resistencia al corte* de las discontinuidades es un factor muy importante que define la estabilidad de las excavaciones subterráneas en macizos rocosos diaclasados. Debido a la resistencia al corte de las juntas se explica por ejemplo el hecho de que algunas cámaras con grandes vanos sean estables y ciertos túneles con diámetros relativamente pequeños presenten problemas de caída de bloques.

El ensayo se lleva a cabo introduciendo la probeta en un molde sobre el que se vierte un mortero, dejando que éste fragüe. El ensayo se puede hacer a resistencia residual, serrando la probeta en el laboratorio, o bien sobre un plano de junta, operación esta última bastante difícil de llevar a la práctica. El molde se coloca en una caja de corte en la que la mitad inferior está fija, aplicándose una fuerza de corte a la mitad superior de la caja. Previamente, se habrá sometido la probeta a una tensión normal determinada, que caracteriza el ensayo. El plano de junta debe coincidir con el plano horizontal que divide la caja de corte en dos mitades.

Conviene realizar varios ensayos de corte a distintas tensiones normales, obteniéndose en cada ensayo la resistencia al corte de pico o residual de la probeta. Al representar los resultados de los ensayos sobre unos ejes coordenados cuya abscisa es la tensión normal y su ordenada la tensión de corte, se pueden ajustar dos rectas según se trate de la resistencia al corte de pico o la residual, obteniéndose en el primer

caso el ángulo de fricción residual, obteniéndose en el primer caso el ángulo de fricción residual.

Los anteriores ensayos aparecen desarrollados en el capítulo 2 "Introducción de la mecánica de Rocas", al cual nos remitimos.

### 8.3.5 Instrumentación

Los fines de una *campana de instrumentación* son, por una parte, la obtención de datos geotécnicos de interés para la elaboración del proyecto de la mina, estos datos se resumen en la Tabla 8.2. Por otra parte, con la instrumentación se pretende extraer suficiente información para conocer el comportamiento de la excavación según se va desarrollando ésta, especialmente en zonas donde ya existían otras excavaciones antes de realizar la obra subterránea en cuestión. Por último, la instrumentación también se utiliza para verificar la estabilidad de determinadas partes de la mina, es decir, como parte de un *sistema de vigilancia*.

Mediante la instalación de distintos instrumentos, según la mina de que se trate, se desarrollan los programas de vigilancia. El tipo de instrumentación a colocar depende también de la etapa de vigilancia en que se encuentre la explotación. Esta vigilancia se lleva a cabo en tres niveles, empezando por un *primer nivel* en que la instrumentación se utiliza para obtener una información inicial que detecta los primeros síntomas de inestabilidad.

En un *segundo nivel* de vigilancia, se colocan sistemas más precisos y costosos que los del primer nivel, que se ponen en funcionamiento cuando los del primer nivel indican inestabilidad o cuando se ha decidido variar el diseño inicial de la mina.

Todavía hay un *tercer nivel* de vigilancia, aunque más bien se puede decir que es de control, ya que se instala en zonas donde no es posible estabilizar el talud a cielo abierto o en obras subterráneas en aquellas zonas que van a ser abandonadas en el futuro y tienden a hundirse, y también, por ejemplo, en caso de recuperación de pilares en una explotación por cámaras y pilares. En este tercer nivel, se pretende obtener datos de una manera continua para que el personal que trabaje en las mencionadas zonas lo haga con las condiciones de seguridad adecuadas.

En minas subterráneas, en el nivel I de vigilancia, se miden convergencias en galerías y en

cámaras, en función del tiempo, descensos de techo, deformaciones en pilares, midiéndose en este caso las velocidades de expansión lateral de los mismos. En el Nivel I de vigilancia también se miden los descensos de la superficie del terreno asociados con la explotación. Las medidas correspondientes a este nivel se resumen en la Tabla 8.3.

El Nivel II de vigilancia se utiliza cuando se han detectado anomalías inesperadas con los apartados utilizados en el Nivel I.

Los sistemas de medida de este nivel deben ser muy precisos y por consiguiente, son bastante más costosos que los del Nivel I. La instrumentación en el Nivel II puede servir como sistema de alarma convenientemente acondicionada, si se llega al Nivel III.

En minería subterránea, el Nivel II de vigilancia se centra en las zonas que presentan síntomas de inestabilidad y tiene por objeto, principalmente, delimitarlas y estudiar la velocidad de los desplazamientos o deformaciones en los macizos rocosos que rodean la explotación y también conocer el incremento de presiones en ellos como consecuencia de la apertura de huecos.

Corresponden así mismo a este nivel las medidas de presiones en los sostenimientos y en las zonas de relleno o hundimiento.

En la Tabla 8.4 se muestran las medidas y los apartados más usuales en este nivel de vigilancia.

### 8.3.6 Experiencia en la aplicación del método

#### 1. Cámara y pilares

Su aplicación principal se ha realizado en las minas de hierro subterráneas de la zona Norte, y también se empleó durante muchos años en las masas de pirita del distrito minero de Río Tinto.

Un caso excepcional es el de las minas de zinc de Reocín (Santander), en las que se aplica a pesar de ser un criadero de la ley muy alta.

#### MINA JULIA (Bilbao)

Criadero de carbonato de hierro (siderita) que arma entre un muro de arenisca calcárea (psamita) y un techo de margas potentes, más o menos arenosas y micáceas (cayuela).

Tabla 8.2.- Toma de datos de proyecto.

TIPO DE MEDIDA	APARATO	OBJETO
Deformación	Medidor mecánico de deformaciones	Determinación de la dimensión de un diámetro de un sondeo con una precisión de 0,001 mm. Determinación simultánea de las dimensiones de tres diámetros de 60° entre sí de un sondeo. Mediante tres sondeos con distintas orientaciones y reperforados, se obtienen las deformaciones del sondeo y a partir de éstas, las tensiones naturales del macizo rocoso.
Deformación	Célula triaxial	Medida de la deformación producida en una célula cementada en el sondeo al ser reperforado. Al obtener las deformaciones en varias direcciones con una sola célula, se puede determinar el estado tensional del macizo con un solo sondeo.
Deformación	Célula extensométrica "Doorstopper"	Mediante prolongación de la perforación del sondeo, determinación de las deformaciones que se producen en el fondo del mismo. A partir de estas deformaciones, se obtienen las tensiones principales en el fondo del sondeo, y por medio de tres sondeos se obtiene el campo natural de tensiones.
Presión del agua subterránea	Piezómetro	Determinación de las presiones del agua en el macizo rocoso.
Aforo de pozo	Bomba y medidor de caudal	Determinaciones de permeabilidad.

Tabla 8.3.- Medidas en el nivel de vigilancia en minería subterránea.

TIPO DE MEDIDA	APARATO	OBJETO
Convergencia	Cinta métrica, tubo extensométrico, medidor de convergencia de cinta.	- Evaluación de la convergencia del descenso del techo y ascenso del muro. - Determinación de separaciones producidas entre estratos.
Expansión lateral de pilares	Medidor de deformación de pilares, extensómetro.	- Control de la estabilidad de los pilares mediante medida de velocidad de expansión lateral.
Separación de estratos en el techo de la mina. Descenso de techos	Controlador de descensos de techos, extensómetro	- Evaluar la estabilidad del techo cuando no se pueden instalar estaciones de medida entre techo y piso.
Deformaciones	Extensómetro colocado en sondeo	- Medir la velocidad de deformación de los terrenos que rodean cavidades mineras para comprobar su tendencia o no a la estabilidad.
Movimientos en superficie	Taquímetro, nivel	- Determinación de movimientos horizontales y verticales en superficie para estimar la influencia de la mina en la superficie del terreno, sobre todo cuando se trata de minería sedimentaria.

Tabla 8.4.- Medidas en el nivel II de vigilancia en minería subterránea

TIPO DE MEDIDA	APARATO	OBJETO
Convergencia	Medidas de convergencia o tubo extensométrico con aparato de lectura de tipo eléctrico. Sonda sónica	- Con estaciones de lectura colocadas en las zonas inestables, se puede determinar la extensión de dichas zonas, la velocidad de desplazamiento y puede dar la alarma en caso necesario.
Deformaciones en el interior del macizo	Extensómetro de cinta, de varilla y de anillos magnéticos	- Se utilizan para medir desplazamientos en el interior del macizo rocoso que rodea a las cavidades subterráneas o en los pilares y convenientemente acondicionados pueden servir como instrumentos de alarma.
Inclinación de techo en frentes largos	Inclinómetro de techo	- Medir el aumento de la inclinación del techo en explotaciones por frente largo en función de la distancia al frente o del tiempo.
Deformaciones superficiales	Medidor mecánico de deformaciones	- Determinación de deformaciones en los pilares, paramentos de túneles y galerías y techos de cavidades subterráneas. - Control de separaciones de fisuras.
Presiones en los macizos y pilares	Inclusiones rígidas en sondeos	- Controlar el incremento de las presiones existentes en los macizos y pilares de las explotaciones minera.
Presiones	Célula de presión, hidráulica o neumática	- Medir la presión que ejerce el terreno sobre un sostenimiento.
Presiones	Célula de carga	- Medir presiones en rellenos y zonas de hundimiento.
Fotografías	Estratoscopio	- Realización de observaciones visuales de un sondeo para localizar fisuras.
Microsismos y microrruídos	Sumógrafos y captadores de ruidos.	- Detectar ruidos que sólo son audibles mediante amplificadores, determinar amplitud, velocidad, aceleración y frecuencia de microsismos producidos por las actividades mineras.

La masa de siderita es de forma irregular, con una potencia de 100 a 140 m entre techo y muro. La pendiente es de unos 28 grados en promedio. La zona de caliza metalizada tiene una anchura variable entre 40 m y 170 m en horizontal en las distintas plantas.

Esta mina se ha explotado por cámaras y pilares dividiéndola en cuatro rebanadas horizontales de 17 m de las que fueron realmente explotables dos.

El laboreo se realizaba abriendo unos huecos en dirección (guías) y otros normales a los hastiales (calles) de una anchura de unos ocho m, dejando entre ellas pilares de 8 m y x 8 m. Los huecos se abren rebajándolos en bancos de 2 m en los pilares tienen alturas de 10 m a 15 m, llegando a 20 m en algún caso.

El mineral abandonado en los pilares supera el 50 %.

#### MINA DE REOCIN (Santander)

El techo, de dolomía, es rígido y con rotura súbita, frágil, con un banco homogéneo de 200 m.

En la preparación de la explotación se avanzan en cada planta dos galerías en dirección, una por el techo dentro de la caja (guía) y otra en la caliza margosa del muro (galería de dirección).

#### 2. Cámaras vacías

Sus posibilidades de aplicación más importantes están en los criaderos de hierro en Galicia,

León y Asturias, con filones-capa de potencia media y bastante pendiente. También se utilizan en las masas de hierro de Vizcaya y en otras masas de minerales metálicos. Salvo en los primeramente citados se considera hoy más económico y productivo el acudir a los métodos de grandes barrenos, como ha ocurrido en toda la minería mundial, donde esta evolución es evidente.

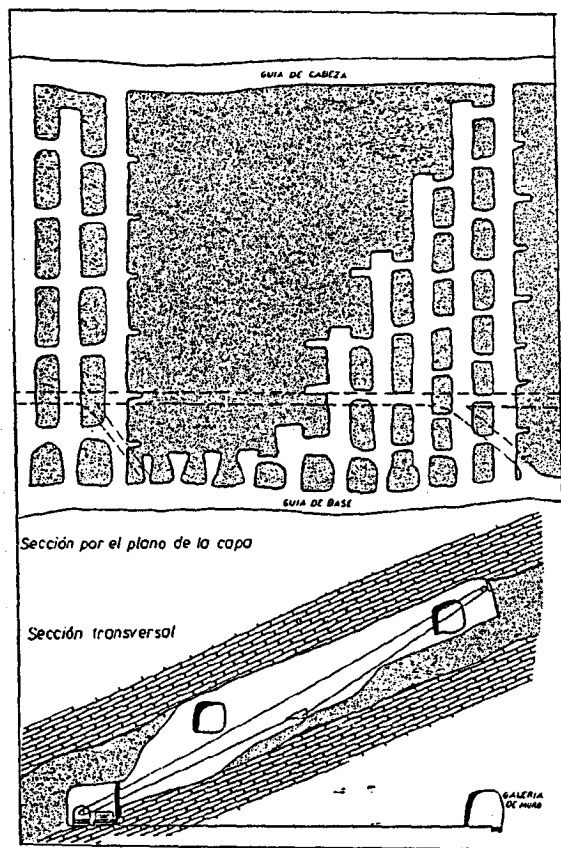


Fig. 8.10.- Mina de Reocín (Santander)

#### MINA COTO VIVALDI (León)

Criadero de hierro tabular compuesto por una capa de hierro (magnetita). Potencia 5 m. Pendiente 64 grados. Hastiales de pizarra muy dura y excepcionalmente firme en el techo, y cuarcita en el muro. Dada la extraordinaria consistencia de las rocas no se ha utilizado en la explotación de esta mina ningún relleno.

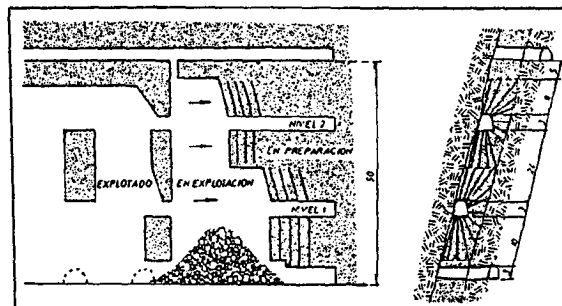


Fig. 8.11.- Mina Coto Vivaldi (León).

### 3. Cámaras almacén

Los métodos de realces con almacenamiento están muy extendidos en las minas de las formaciones filonianas de Sierra Morena, en los Distritos de Ciudad Real, Córdoba y Jaén, solo se prefiere el relleno cuando las características geotécnicas de los hastiales o la calidad de la ganga de los filones no lo permitan.

#### MINA DE COBRE (Jaén)

Criadero de plomo, formado por filones de galena que arman en granito y pizarras consistentes.

El filón más importante tiene una potencia media de 2,5 m de caja con relleno de cuarzo, calcita y algo de pirita. La metalización reducida de una potencia de 7 u 8 cm. La Ley medida es del 7 %.

Se aplican unas variantes de las cámaras almacén aquí conocidas como "Recalces con almacenamiento".

Se inicia con el avance de las galerías de cabeza y base en mineral (guías). Al mismo tiempo se avanza una sobreguía. A partir de la sobreguía se inicia el realce o arranque de una rebanada.

Conforme sube el realce se va preparando una chimenea intermedia para paso de personal y ventilación.

#### MINA COTO WAGNER (León)

Criadero de hierro. Capa de 9 m de potencia y 80 grados de pendiente. Se prepara la mina avanzando dos galerías (guías) en mineral, por el techo de la capa.

Desde la galería de base se trazan recortes de carga al muro que posteriormente se comunican con la cámara por medio de embudos y coladeros.

#### MINA LOS GUINDOS (Jaén)

Criadero filoniano de plomo, con filones de 1,8 m a 3 m de potencia de caja, hastiales de cuarcita y pizarra siluriana.

Pendiente entre 70 y 90 grados. Leyes del 5,5% Pb y 0,54% Zn.

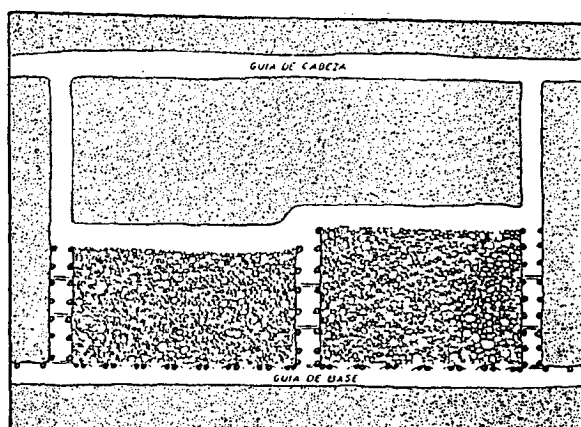


Fig. 8.12.- Mina Los Guindos (Jaén)

Se prepara con dos guías separadas 40 m.

#### 4. Cámaras con rebanadas ascendentes rellenas

El método de rebanadas rellenas se aplica en España en los filones con hastiales no muy firmes de la zona de Sierra Morena y en otras minas filonianas como la de Osor y Almadén.

También en las clorititas de Río Tinto se empleó este método de explotación mecanizado, que fue sustituido por el de cámaras vacías con grandes barrenos, ya que la dilución que producía en el mineral era excesiva.

Otra aplicación clásica es la de la mina de la Zarza en Tharsis (Huelva).

#### MINA DE LA ZARZA (Huelva)

Minas de pirita de unos 2900 m de corrida, con potencia media de 100 m y profundidad de 350 m. Al

muro de la masa se sitúa un mineral complejo formado por minas de cobre, plomo y zinc. La masa es subvertical y se explota en un bloque de sección de 200 x 600 m, dividida en pisos de 60 m de altura.

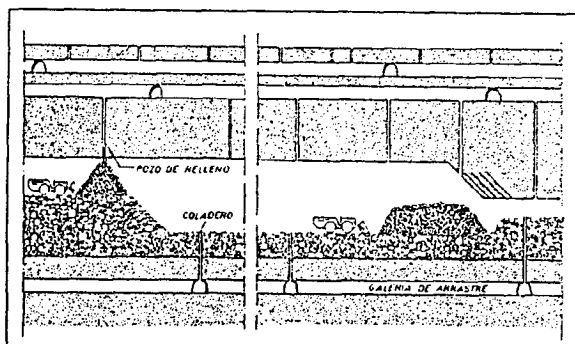


Fig. 8.13.- Mina de La Zarza (Huelva)

Las cámaras se disponen en dirección.

A medida que sube el relleno se preparan los coladeros de descarga del mineral.

#### 5. Métodos en la minería subterránea del carbón española

El método de frente largo, arrancado en dirección, hace tiempo se aplica, pero hoy con su mecanización más completa este método de frente corrido se ha impuesto en todas las capas de poca pendiente, y potencia hasta de 4 metros.

En las capas de carbón delgadas y de fuerte pendiente el método universal es el de frente corrido escalonado en "testeros" o método de testeros, que aún hoy predomina a pesar de sus inconvenientes.

Se han hecho numerosos ensayos para mejorarlo y mecanizarlo, para disminuir su excesiva dependencia de la mano de obra. Entre los ensayos aplicados en las cuencas de Asturias, León y Palencia, donde predominan estas capas de fuerte pendiente, destacan:

El método de "derrumbes" ("soutirage"), bancos, tajo diagonal ("longwall oblique") y frente largo ("longwall"), en los que se han ensayado los sistemas de arranque con ariete y sierra, ensayos que continúan sin alcanzar el deseado éxito.

En las capas de carbón de gran potencia se aplican diversos métodos, que van mejorando y mecanizándose con los años; así en León, en la capa Pastora de Ciñera-Matallana, aplican el arranque en *rebanadas horizontales* ("horizontal slices") con la variante del método de ("soutirage") "*derrumbes*" y en Andorra (Teruel) aplican el *método de rebanadas inclinadas* ("inclined slicing") y cada rebanada se explota por frente largo ("longwall").

De todos los métodos citados sólo permanecen hoy como realmente prácticos y posibles, salvo algunas excepciones, lo dos métodos considerados como de arranque en "frente corrido", el *frente largo mecanizado* ("longwall"), universalmente extendido en capas que lo admiten por su pendiente y regularidad y el *frente largo escalonado* en testeros o método de testeros, que se impone como mal necesario en capas verticales y sobre el que se investiga para mejorarlo y mecanizarlo. Con este objeto se ensayan actualmente los métodos "Anscha" y "Asturfalia".

*Aplicación del frente largo en las capas echadas de hulla de Asturias.*

Sólo en el reducido espacio del fondo de los sinclinales, en donde las capas se consideran en las cuencas del Norte de España como echadas, con pendientes de hasta 30 grados, se aplican en nuestras cuencas de Asturias los métodos de frente largo, relativamente mecanizados.

*Aplicación del frente largo en las minas de antracita.*

Las minas de antracita, de las cuencas de León, Palencia y Asturias - Occidental, que técnicamente merecen ser consideradas, aplican el método de explotación en frente largo, ya que sus pendientes, comprendidas entre la horizontal y los treinta grados, son favorables para su aplicación.

*Explotación en frente largo en minas de lignitos de Utrillas (Teruel)*

La capa de explotación tiene una potencia de 2 m. Su pendiente oscila entre los 10 y 12 grados.

El techo lleva una pizarra falsa de 1 m y después arenisca. El muro es de pizarra fuerte.

*Explotación por frente largo en las capas verticales de carbón de hulla.*

Los métodos más frecuentes conocidos en los yacimientos de capas verticales son los de control del techo con relleno.

La carga que debe aguantar el sostenimiento es limitada, por lo que es fácilmente soportada con estemples de madera.

En los últimos años, por la necesidad de mecanizar el arranque, se han introducido métodos de relleno en los que el frente de relleno está invertido, soportado por filas de estemples y sostenido por una tela metálica clavada en aquellos.

En ciertos casos, con pendiente menor de 60-65 grados, potencia no superior al metro, y techo a muro con comportamiento pseudoplástico, puede producirse el autorrelleno mediante el acercamiento progresivo de los hastiales.

*Aplicación de los testeros en las cuencas del Norte de España.*

El yacimiento en que se aplica este método de explotación tiene la característica de que solo el 30% de los talleres pueden considerarse uniformes, o sea sin fallas o cambios de potencia.

El 70% restante son irregulares: bien porque tienen cambios de potencia, aunque su trazado sea regular, lo que ocurre en un 29%; que tengan fallas que cortan los talleres, en un 13%; o el peor caso, que será aquel en que haya fallas y cambios de potencia, lo que sucede en el 28% de los talleres.

## 6. Método de bloque hundido

### *La Encantada (Méjico)*

Criadero en masas irregulares mineralizadas con leyes altas de plata y plomo. Por su forma se conocen como "chimeneas" y están cerradas por su parte alta por una bóveda ovoide que al profundizar se hace cónica.

Los hastiales son resistentes, compuestos de calizas alteradas o no. Pero el mineral es falso, por lo que se aplica el bloque hundido.

## 7. Niveles hundidos

No son corrientes las aplicaciones en España de los métodos de hundimiento y sólo se tienen noticias de una aplicación en las minas de hierro de Cala, del método de niveles hundidos, que fue sustituida por minería a cielo abierto, y de un proyecto reciente en las minas de hierro de Santander, del método de bloque hundido.

### *Mina de Cala (Huelva)*

Criadero de magnetita de 1.200 m de corrida, 70 m de potencia y 300 m de profundidad reconocida. Pendiente entre 65 y 90 grados.

Este criadero, antes de decidir su explotación a cielo abierto, se preparó y explotó por el método de niveles hundidos.

En cada nivel se lleva una grieta general, en el hastial de acceso del socavón, y una serie de recortes de techo a muro. Estos recortes se alternaban en cada nivel con relación a los inmediatos inferiores y superiores, enlazado con las rampas de unión del socavón.

## 8.4. INFLUENCIAS DEL AGUA EN LAS EXPLOTACIONES MINERAS

### 8.4.1 Drenaje y desagüe de las minas

El agua que aparece en las minas puede ser de origen superficial o subterránea. En el primer caso, el agua penetra en las explotaciones mineras a través de fracturas que rompen la continuidad de las capas impermeables. En el segundo caso, que es el más frecuente en las minas más profundas el agua que entra en la mina procede, principalmente, de niveles acuíferos subterráneos. El problema del agua en las minas, presenta especial importancia en la minería de sal, donde se dejan fuertes macizos de protección y se efectúa relleno hidráulico para cerrar el paso a posibles entradas de agua.

En general, el agua produce un lavado de las fisuras, lo cual trae consigo una disminución de la cohesión y tensión normal efectiva en las juntas o diaclasas, haciendo que los bloques independizados por las familias de juntas sean más inestables.

La instalación de desagüe de una mina está formada por las de recogida y extracción de las aguas.

El agua de las galerías se recoge en cunetas (fig. 8.14) practicadas en uno de los costados o en el centro del piso, pudiéndose emplear también tuberías, aunque esto último resulta más caro. El desagüe puede ser de dos tipos: primario y secundario. El desagüe primario eleva el agua hasta la superficie, mientras que el secundario la envía a las galerías colectoras, como sucede en la preparación de nuevas labores pendientes abajo o en puntos bajos de las labores.

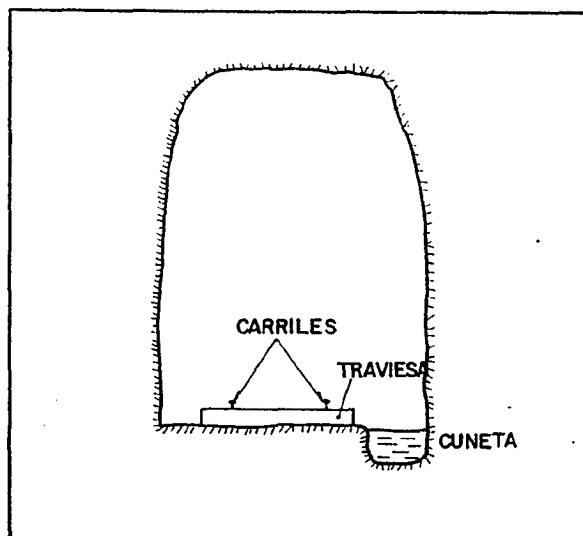


Fig. 8.14.- Situación de una cuneta de desagüe.

Es de gran importancia complementar la instalación de desagüe con una serie de medidas preventivas tendientes a evitar en la mayor medida posible, la entrada de agua en la mina, como puede ser el desvío de cauces de ríos y apoyos, la realización de sondeos desde los avances para prevenir las irrupciones de agua, permiten drenar sin peligro zonas de aguas colgadas y mantos a presión. También se realizan diques o taponos que sirven para aislar zonas abandonadas de la mina y reducir así el caudal de bombeo.

Así mismo, es muy conveniente la instalación de estaciones de aforo en puntos críticos de las galerías, en los que se miden los caudales para realizar un plano de desagüe de la mina.

### 8.4.2 Influencia de la explotación sobre el régimen de agua subterránea

Las explotaciones mineras pueden llegar a influir notablemente sobre los acuíferos subterráneos



situados en su entorno, bien al ser atravesados por las labores mineras, o bien al provocar movimientos del terreno debidos a subsidencia minera. También, la explotación puede dar lugar a la aparición de grietas en estratos impermeables, situados en las proximidades de la misma, que afecten directamente al sistema de aguas subterráneas.

Si la presión del agua en el acuífero afectado es importante, la entrada de agua en la mina puede pasar de ser una infiltración normal a ser un golpe de agua, sobre todo si hay algún banco grueso de arenisca en el techo del tajo. El caudal máximo se mantiene durante unas horas y va disminuyendo a medida que las fracturas abiertas por la explotación, van colmatándose.

## 8.5. LABORES MINERAS

### 8.5.1 Definición

La *mina* es el conjunto de labores necesarias para beneficiar un criadero o yacimiento (fig. 8.15). Se llaman *labores mineras* a los huecos de distintas formas que deben ejecutarse para llegar al yacimiento, comunicarlo con la superficie, dividirlo en secciones de forma y tamaño adecuados para cada caso y arrancar el mineral de manera ordenada, segura y económica. El conjunto de labores que forman la mina se pueden dividir en cinco grupos: *búsqueda y reconocimiento del criadero, labores de acceso, de preparación, de arranque o explotación y, por último, labores auxiliares* (Cuadra, L. 1974).

#### 8.5.1.1 Labores de reconocimiento

Las *labores de reconocimiento* tienen por objeto la valoración del yacimiento, determinando su extensión y forma, así como la calidad y la ley media de la misma. En los criaderos metálicos se determina el porcentaje de contenido en metal y en los yacimientos de carbón la potencia de la capa, contenido en cenizas, volátiles, etc. Las *reservas* de un criadero se obtienen a partir de su volumen útil, midiendo la potencia útil de la capa en el carbón y yacimientos similares, o la potencia reducida en el caso de filones metálicos. Multiplicando estas potencias por la superficie reconocida de la capa o filón, se obtiene el *volumen del criadero*, que multiplicado por la densidad del mineral resulta el tonelaje útil de las reservas conocidas del criadero. La garantía que ofrece esta evaluación depende del tipo de labores de reconocimiento efectuadas, siendo las reservas seguras, potables o posibles según hayan sido reconocidas exhaustivamente o mediante reconocimientos en zonas

próximas. La cubrición de yacimientos (carbón, sal, bauxita, hierro, etc.) es más fácil de realizar que la de criaderos metalíferos en los que la extrapolación de los datos es más incierta debido a la mayor irregularidad de su geometría.

#### 8.5.1.2 Labores de acceso

Las *labores de acceso* más importantes son los socavones y los pozos. El *socavón* es una galería de acceso a un yacimiento situado en una montaña y comienza en la superficie, a partir de una ladera, realizando las funciones del pozo y de las galerías transversales. El *pozo* es una labor de acceso vertical o inclinada, que comunica la superficie con el yacimiento situado generalmente por debajo del nivel de los valles y su objeto es dar entrada a las labores para preparar y arrancar la mena, extraerla, facilitar la circulación del personal y de los materiales dar paso a la ventilación, desaguar, introducir la energía en la mina, etc. Todo campo de explotación debe tener dos salidas y por ello se suelen perforar dos pozos: el *pozo principal o de extracción* y el *pozo auxiliar* para personal, ventilación, etc. Si la capa o filón a explotar tiene una pendiente superior a los 45 grados, las labores de acceso deben llegarse a muro del criadero, el pozo auxiliar llegará sólo hasta el primer nivel y hay que abrir galerías en dirección también a muro del yacimiento para evitar que el movimiento de los techos de los huecos lo afecten (fig. 8.16), mientras que si la pendiente es inferior a 45 grados el pozo principal deberá cortar la capa, (fig. 8.17), a fin de que los transversales no tengan que ser excesivamente largos y además hay que dejar un macizo de protección alrededor de los pozos. Las masas o lentejones llevan el pozo principal en el hastial más favorable y el pozo auxiliar puede ir junto al principal o bien al otro lado del lentejón (fig. 8.18), convenientemente alejados de la zona de explotación para que no se vean afectados por los hundimientos. Los *pozos verticales* son los más empleados, pero también se utilizan *pozos inclinados* hasta profundidades moderadas, en los que se puede realizar el transporte con cintas y que tienen la ventaja, además de la simplificación del transporte, de su mayor proximidad al yacimiento. La sección del pozo suele ser circular o rectangular siendo la sección circular la más empleada y la más adecuada para aprovechar mejor la sección y se utiliza con frecuencia en los pozos de minas metálicas profundas. Por los pozos circulan dos elementos de transporte, las *jaulas* y los *skips*, enlazados con la superficie mediante un cable que es seccionado por la máquina de extracción. Así mismo, los pozos deben estar provistos de escalas de seguridad

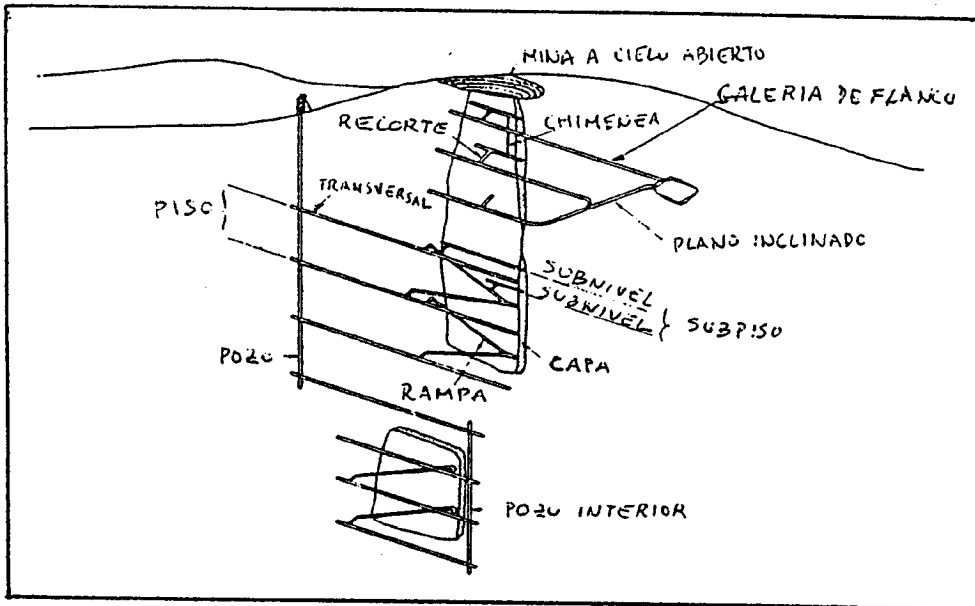


Fig. 8.15.- Labores mineras de acceso y preparación

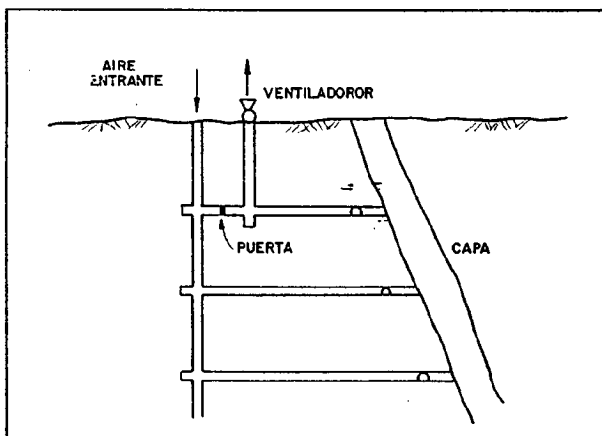


Fig. 8.16.- Labores de acceso para capa con pendiente mayor de 45°.

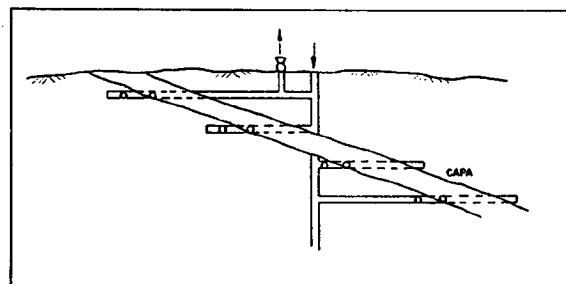


Fig. 8.17.- Labores de acceso para cada capa con pendiente menor de 45°.

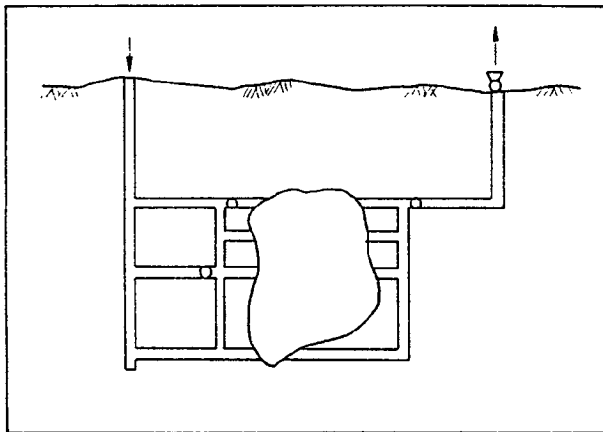


Fig. 8.18.- Labores de acceso para masa mineralizada.

y de un espacio libre para las tuberías de desagüe, aire comprimido, cables de enganche del pozo al yacimiento son los *transversales principales* (fig. 8.15). Los transversales secundarios o recortes enlazan dos labores del anterior. También se realizan *galerías en dirección*, en roca, que parten de los transversales principales y son paralelas a la dirección de la capa.

#### 8.5.1.3 Labores de preparación

Entre las principales labores de preparación se encuentran los *pozos interiores*, que comunican las plantas entre sí, en sentido vertical, pudiendo estar mecanizado o sólo servir para depositar el mineral por vuelco y gravedad, como por ejemplo los llamados *pozos tolva*. Las *guías* son galerías paralelas a los hastiales, abiertas en la capa o filón y que salen de los transversales secundarios. Para comunicar las guías entre los distintos niveles de la mina se realizan unas labores llamadas *chimeneas*, que se suelen perforar en mineral y en sentido ascendente. El conjunto de labores de acceso y preparación determinan la *unidad de explotación o cuartel* que está limitada en altura por dos plantas, de cabeza y base, y horizontalmente por dos transversales secundarios, lo que hace de los cuarteles secciones independientes de la mina a efectos de transporte y ventilación, pudiendo aislarse cuando sea necesario, sin que el resto de la mina resulte seriamente afectado.

#### 8.5.1.4 Labores de explotación

Las labores de explotación son las que se aplican al arranque del mineral y al control del hueco. Este tipo de labores está directamente relacionado con cada método de explotación y con el sistema de arranque empleado. En el punto 8.3, "Métodos de explotación" se han señalado las principales labores utilizadas en cada método.

#### 8.5.1.5 Labores auxiliares

Entre estas labores se encuentran las de ventilación, desagüe, salvamento, transporte, etc.

Otra importante labor auxiliar que se realiza en las minas es el desagüe, consistente en la recogida y extracción de las aguas que fluyen a la mina. Las labores de desagüe incluyen la toma de medidas preventivas para evitar o disminuir la entrada de agua en la mina. Estas labores pueden realizarse en el interior o en el exterior. Entre las primeras se encuentran el revestimiento de pozo, el relleno, los macizos de protección, la cementación y los cierres y diques para aislar las aguas. Las labores en el exterior consisten principalmente en estudios hidrogeológicos, desecación o drenaje de zonas humedad o captación de acuíferos de gran profundidad.

#### 8.5.2 Problemas de las galerías de tajo

En la gestión de las galerías de tajo hay que considerar los siguientes aspectos (Ramírez, 1980):

1. Zonas influenciadas por antiguas labores mineras.
2. Zonas afectadas durante el período de operación de un tajo.

Teniendo en cuenta estos dos aspectos, se plantean los denominados "proyecto estático" y "proyecto dinámico". En la planificación de galerías se deben considerar separadamente los dos proyectos. En primer lugar, se estudia la posición óptima de las galerías de servicio de los tajos para que éstas estén influenciadas al mínimo por antiguas explotaciones o zonas de falla. Se trata de situar la máxima longitud posible de galería fuera de los límites de la zona de concentración de tensiones, que alcanza unos 40 m alrededor de la zona explotada. Al principio sólo se consideran las labores en la situación que estaban cuando se comenzó la nueva labor.

El *proyecto estático* debe considerar el límite de

las explotaciones en la misma capa y en capas adyacentes, así como la posición de las fallas y de las galerías de acceso. Cuando se trata de labores en la misma capa, si se sitúa la galería dentro de la zona de influencia de un tajo (a menos de 40 m de distancia), la galería sufre importantes convergencias, debido a las fuertes compresiones a las que está sometida la roca en la zona.

A continuación se describe un ejemplo de planificación de galerías en dos explotaciones sucesivas.

Se plantean varias opciones:

- Excavar una nueva galería a una distancia de unos 5 m de la galería antigua.
- Excavar la galería a unos 15 m de la galería antigua.
- Dejar un pilar de 40 m entre la galería antigua y la nueva.
- Conservar la antigua galería y utilizarla para el servicio del segundo tajo, en lugar de excavar una nueva.

En el primer caso, al pasar el segundo tajo, la galería se destruirá. En el segundo caso, al ser el pilar estrecho, se producen altas concentraciones de tensión y la galería atraviesa una zona excesivamente fisurada. Para evitar estas zonas es necesario situar la galería fuera de la zona de influencia de los 40 m del tajo, lo cual trae consigo el abandono de un pilar excesivamente grande, con las consiguientes pérdidas de mineral. Por estos motivos, la opción más adecuada en muchos casos es la conservación de la galería de servicio del primer tajo para ser utilizada en la explotación del segundo tajo.

Si se consideran las fallas, éstas se comportan de forma análoga a los tajos, en lo que a presión de los estratos se refiere. En cualquier caso, la posición más favorable de las galerías es sobre la falla.

Cuando se trata de la influencia de labores antiguas en capas distintas, cuando una galería se sitúa debajo de un tajo enteramente explotado, sufre menores convergencias que si se traza la galería en una zona virgen, no influenciada por huecos ni pilares. En consecuencia, son desfavorables las galerías situadas en zonas influenciadas por límites de tajos o pilares en capas superiores.

A continuación se presenta la fig. 8.19, en la

que se muestra la onda de presión de un tajo largo y cuatro posibles situaciones de la galería de servicio de un tajo en una capa inferior.

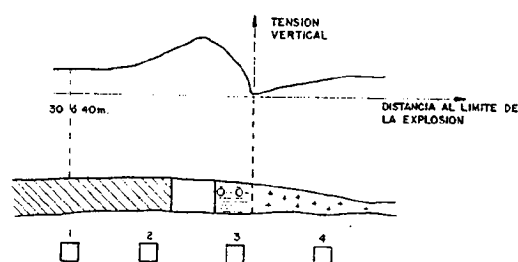


Fig. 8.19.-

Las posiciones 1 y 4 son favorables, ya que las galerías se encuentran situadas fuera de la zona de influencia del pilar. Dentro de estas dos opciones, la 4 es la mejor, ya que la galería se encuentra debajo de una zona ya explotada.

El *proyecto dinámico* se lleva a efecto una vez eliminadas en lo posible las zonas desfavorables definidas en el proyecto estático.

Los efectos dinámicos se originan por el movimiento relativo o absoluto de zonas de influencia de explotaciones activas. Debe tenerse en cuenta las zonas de concentración de tensiones que preceden a un frente y la interferencia entre zonas de influencia estáticas y dinámicas.

Se han establecido unas normas para la solución de los problemas planteados en la planificación de las galerías de tajo. En resumen, estas normas proponen las siguientes actuaciones:

Dentro de la misma capa:

- Alejarse de las antiguas labores.
- Si no es posible, extraer todo el cuartel.

En capas superiores:

- Colocar la galería en relación a futuros límites del tajo (fig. 8.20).

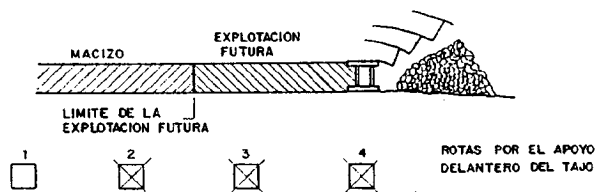


Fig. 8.20.-

### 8.5.3 Sostenimientos

En minería los sostenimientos más utilizados en galerías son los *pernos*, los *cuadros metálicos deslizantes* y la *madera*. En algunos casos se utiliza también el hormigón proyectado.

Los *cuadros deslizantes* son muy útiles en zonas con presiones elevadas, donde no interesa acudir a sostenimientos rígidos tipo hormigón, por ejemplo.

El cuadro deslizante está realizado en 3 ó 4 secciones con perfil de acero en U. Al principio, el cuadro no se ve sometido a ninguna tensión, debido a la holgura de colocación. Al ir aumentando la convergencia de la galería, se alcanza un instante a partir del cual el cuadro entra en carga, acumulando una determinada tensión que hace que el cuadro comience a deformarse. El cuadro ejerce una contrapresión hacia el terreno que es función de la rigidez del sostenimiento y de la deformación sufrida. Cuando la presión sobre el cuadro se hace suficientemente elevada, igual a la presión de deslizamiento de los segmentos que lo configuran, éstos comienzan a deslizarse y la carga sobre el sostenimiento ya no se incrementa. La presión de deslizamiento se regula con el apriete de las bridas que unen los distintos sectores del cuadro.

Se suele colocar madera entre los cuadros metálicos, que evita en parte la caída de costeros o lajas de roca y ayuda a que las presiones se transmitan a los cuadros de una manera más uniforme. La característica más importante de la madera es su deformabilidad, lo cual permite que absorba cargas de cierta importancia.

Los *pernos* son elementos de sostenimiento muy indicados también para galerías, ya que con ellos se consigue reforzar la roca que rodea a la galería, considerándose los pernos y la roca como la propia estructura de sostenimiento.

Los pernos consisten en una barra de acero corrugado que se introduce por un taladro suficientemente largo que debe alcanzar alguna zona de roca sana. Para sujetar el perno al taladro, existen varios procedimientos según el tipo de perno. Los *pernos de anclaje puntual* tienen una cuña en su extremo del interior del taladro que permite que la sujeción se produzca en esa zona. Los *pernos de anclaje puntual* tienen una cuña en su extremo del interior del taladro que permite que la sujeción se produzca en esa zona. Los *pernos de anclaje repartido* se colocan con un cartucho de resina que los fija en toda la superficie del taladro. Hay otros tipos de pernos que son de colocación rápida y barata, aunque menos resistentes, siendo más sensibles a la corrosión que los pernos convencionales; entre ellos cabe mencionar el "split-set" y el "swellex"; el primero consiste en un tubo hueco con una ranura y el segundo es un tubo plegado que se introduce en el taladro y se adapta al mismo al ser sometido a una presión hidráulica interna.

Por último, aunque menos utilizado en minería, el *hormigón* se utiliza como revestimiento en las galerías, normalmente asociados con otros sostenimientos como por ejemplo, pernos y malla metálica. Hay diversos tipos de hormigones para proyectar, según el porcentaje de agua y de áridos, así como de la granulometría de los mismos. Es muy importante elegir bien el tipo de hormigón para proyectar y la forma de colocarlo para reducir el porcentaje de material rechazado tan elevado que se produce. Además, hay que tener en cuenta las condiciones de humedad de la galería, ya que en muchos casos, dependiendo del agua, puede producirse el despegue del sostenimiento

## 8.6. DISEÑO DE TECHOS EN EXPLOTACIONES MINERAS

### 8.6.1 Macizos rocosos fisurados y no estratificados

Considerando los macizos rocosos no estratificados, los problemas que pueden surgir cuando se trata de diseñar un techo una explotación minera procedente de la propia estructura del macizo rocoso.

En un macizo rocoso diaclasado, se pueden formar bloques de diversas formas y tamaños, definidos por la continuidad y orientación de las juntas y por el plano del techo de la cavidad. (fig. 8.21). En estos casos, la estabilidad del techo está condicionada por el *estado de las juntas y sus propiedades geomecánicas*, que determinan su resistencia al corte. De dichas propiedades, la dilatación de las juntas es la que hace

posible la estabilidad de techo de grandes cámaras.

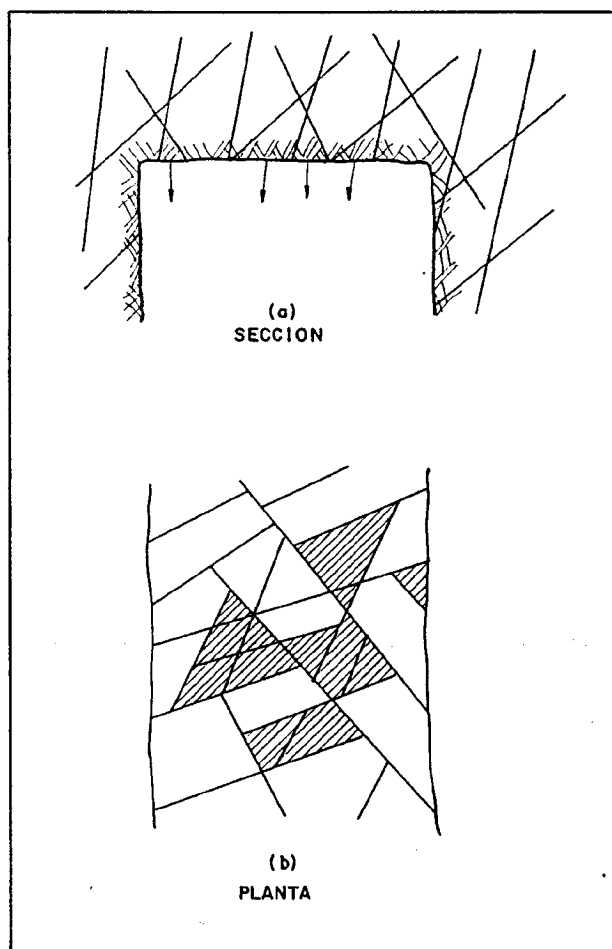


Fig. 8.21.- Inestabilidad estructural de un techo en una cámara (Hoek, 1980).

La *dilatancia* consiste en una separación de las paredes de la junta al entrar en contacto las principales asperezas de los labios de la discontinuidad. Sumando el ángulo de fricción residual a la dilatancia, queda definido el ángulo de fricción de pico y por consiguiente, el coeficiente de fricción de la junta y de aquí su resistencia al corte.

El peso de los bloques que se forman sobre el techo de la cámara así como su estabilidad se calculan mediante la proyección estereográfica equiareal.

### 8.6.2 Macizos rocosos estratificados

Cuando se efectúa una excavación minera en un macizo rocoso estratificado, se pueden diferenciar dos zonas sobre el techo de la cavidad: El *techo inmediato*, y el *techo superior*. El techo inmediato comprende el estrato o paquete de estratos que se ha despegado del techo superior, y es la zona más cercana a la cavidad. El diseño del techo debe pues dirigirse al cálculo de la estabilidad del techo inmediato, sobre el cual no se transmiten cargas procedentes del techo superior, estando sometido sólo a su propio peso.

Dependiendo de la geometría de la excavación, el techo inmediato se puede diseñar atendiendo a la teoría de las placas o a la de las vigas. En cualquier caso, los coeficientes de seguridad serán elevados, oscilando entre 4 y 8 según el diseño se efectúe a corto o largo plazo.

#### 8.6.2.1 Techos asimilables a placas.

Un techo se puede asimilar a una placa cuando la longitud de la excavación es menor que el doble de su luz. Por otra parte, cuando se trata de cámaras, en la zona de concurrencia de las mismas, se debe analizar la estabilidad del techo como si se tratara de una placa.

Las *flechas* y *momentos flectores* se calculan mediante modelos numéricos, ya que se trata de un problema analítico muy complejo. En la fig. 8.22, se presenta un ejemplo en el que se pueden observar las flechas y los momentos que se producen en un techo que se comporta como una placa. En este caso, el máximo momento positivo se produce en el eje de las cámaras y el negativo en los vértices de los pilares; las flechas máximas se encuentran en la diagonal entre pilares.

#### 8.6.2.2 Techos asimilables a vigas

Los techos son asimilables a vigas cuando la longitud de la excavación es mayor que el doble de la luz y también cuando el macizo rocoso estratificado está cruzado por una familia de juntas de fuerte buzamiento y rumbo más o menos perpendicular al eje de la excavación, aunque no se cumpla la condición definida al principio.

La estabilidad de las "vigas" del techo se analiza suponiendo que se trata de vigas de anchura unidad, de longitud igual al ancho de la excavación y doblemente empotrada en sus extremos. Además, habrá

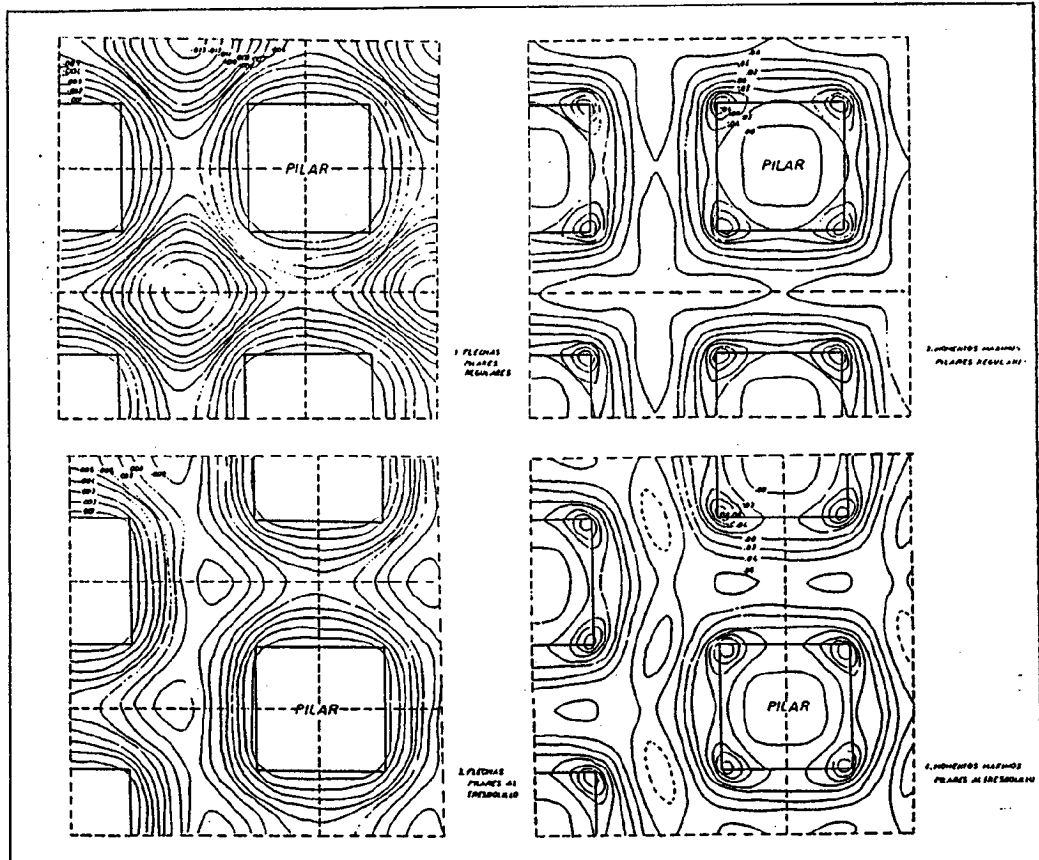


Fig. 8.22.- Momentos flectores y flechas en un techo asimilable a placa

que hacer un conjunto de simplificaciones acordes con las condiciones de la teoría de flexión de vigas rectas cargadas uniformemente, con o sin confinamiento lateral y empotradas por sus dos extremos. Estas simplificaciones se resumen en las siguientes:

- \* La roca de los estratos debe ser homogénea isótropa y linealmente elástica, con un espesor de los estratos constante.
- \* El techo inmediato está empotrado en sus dos extremos, estando originada su flexión por su peso propio y por la fuerza de confinamiento lateral cuando existe.

8.6.2.2.1 Vigas doblemente empotradas y sin confinamiento lateral.

En estas condiciones, el techo se dimensiona

atendiendo a criterios de resistencia a tracción de la roca. Cuando la luz del techo es superior a cinco veces su espesor, la tensión de corte es la tercera parte que la de tracción; como las rocas rompen antes a la tracción que a cortante, el diseño sólo considera la máxima tensión de tracción que se desarrolla en el techo debido a su flexión al estar empotrado y sometido a su propio peso.

En la figura 8.23 se representa esquemáticamente este caso. Las tensiones máximas en los empotramientos vienen dadas por:

$$\sigma_{\max} = \frac{\delta \cdot L^2}{2 V}$$

donde:

$\delta$  es el peso específico de la roca.

L es la luz de la excavación

V es el espesor del techo inmediato

$$L \geq 8 V$$

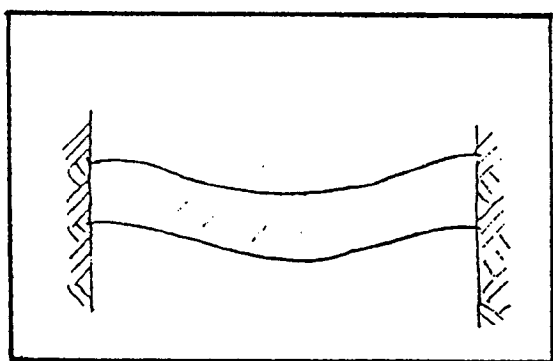


Fig. 8.23.- Deformación de un techo doblemente empotrado y sometido a su peso propio

El coeficiente de seguridad de este techo se define mediante la siguiente expresión:

$$FS = \frac{\sigma_t}{\sigma_{max}}$$

en la que  $\sigma_t$  es la resistencia a tracción de la roca.

Las tensiones de tracción son máximas en la parte superior del techo en los empotramientos.

En el caso de que apareciera alguna diaclasa que interrumpiera las "vigas" del techo éste puede romperse con facilidad si no coloca sostenimiento, ya que al no existir fuerza de confinamiento, la viga del techo no es continua. Cuando la diaclasa aparece en el extremo de la viga de techo, junto a uno de los paramentos de la excavación, el momento flector en el otro empotramiento se multiplica por 6, ya que ahora se trata de una viga en voladizo, en lugar de una viga doblemente empotrada. Si en lugar de una diaclasa aparecen dos, se desprenderá el trozo de techo entre ambas diaclasas, al no desarrollarse fuerzas de fricción suficientes. El techo romperá a cortante.

#### 8.6.2.2 Vigas doblemente empotradas y con confinamiento lateral

El diseño del techo en estos casos debe llevarse a cabo considerando la flexión de una viga doblemente empotrada y sometida a dos esfuerzos: su *peso propio* y la *fuerza de confinamiento*. Debido a esta última, aquí el techo puede ser estable a pesar de la aparición de diaclasas parciales al eje de la excavación y de fuerte buzamiento.

Al realizarse una excavación a cierta profundidad, se produce una alteración del estado tensional del macizo rocoso, aumentando rápidamente las sobre tensiones horizontales al aproximarse al techo de la excavación en la vertical de los paramentos, según se aprecia en la figura 8.24. Este hecho se puede comprobar mediante un modelo numérico de elementos finitos.

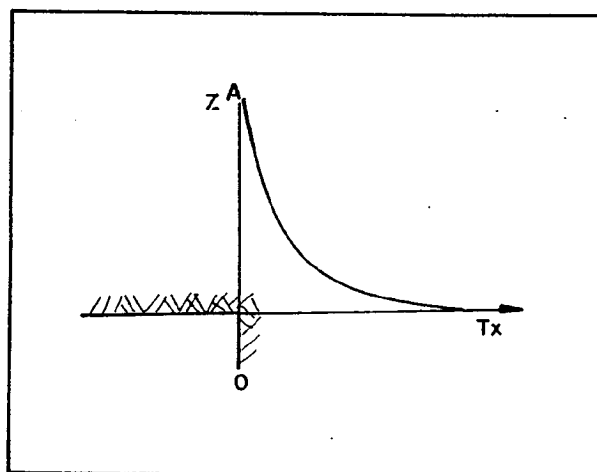


Fig. 8.24.- Alteración de las tensiones horizontales en la vertical de los paramentos de una excavación subterránea.

Las sobre tensiones horizontales generan fuerzas de compresión importantes, que se suman a las compresiones generadas por los momentos flectores en los empotramientos. Por consiguiente, en este caso el criterio de diseño debe basarse en la resistencia a compresión de la roca.

Suponiendo un plano de junta coincidiendo con el paramento de la excavación, al flexar el techo, debido a los momentos en los empotramientos, la parte superior del banco del techo se tracciona y la inferior se



comprime sobre los paramentos. Sin embargo, las compresiones horizontales pueden ser suficientemente elevadas produciendose una compresión en toda la anchura del techo inmediato. En el primer caso, la junta se abre por la parte superior, según se indica en la fig. 8.25a y las compresiones solo afectan a la parte inferior de la viga. En este caso, la tensión de compresión máxima viene dada por:

$$\sigma_{max} = \frac{2 \sigma_x}{3 \left[ \frac{1}{2} - \frac{M}{\gamma_x e^2} \right]}$$

con  $e' = 3 \left[ \frac{e}{2} - \frac{M}{\gamma_x e} \right]$

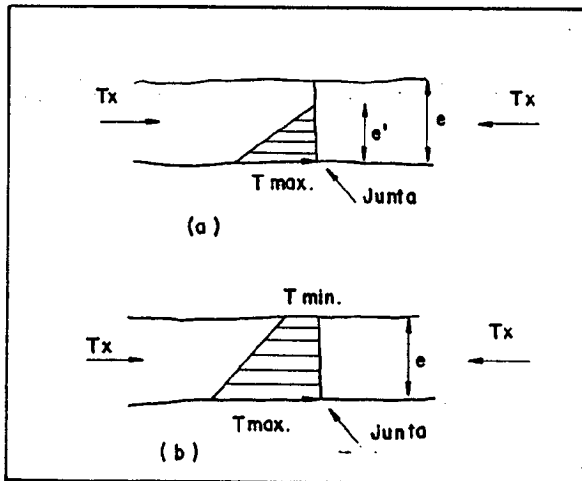


Fig. 8.25.- Diagramas de tensiones en una viga doblemente empotrada y con confinamiento lateral

donde:

- e es el espesor del techo inmediato.
- e' es la zona de transmisión de tensiones de compresión
- M es el momento en el empotramiento.

En el caso de la figura 8.25b, en la parte

superior del techo también aparecen compresiones. Las tensiones toman los siguientes valores:

$$\sigma_{max} = \frac{6 M}{e^2} + \sigma_x$$

$$\sigma_{min} = 2 \sigma_s - \sigma_{max}$$

El coeficiente de seguridad del techo estará definido por el cociente entre la resistencia a compresión simple de la roca y la tensión de compresión máxima  $\sigma_{max}$  a la que se encuentra sometida.

### 8.7. TENSIONES EN ROCA

Se denomina *campo tensional* o *tensio preexistente* o *media al estado de tensiones* que existen en la roca antes de ser minada.

Con objeto de tener una correcta idea del estado tensional del macizo rocoso, su determinación debe realizarse en un punto de la roca fuera de la zona de concentración de tensiones, es decir, en un punto suficientemente alejado de un hueco o pilar.

El estado tensional en un punto de la corteza terrestre y en un momento dado, es el resultado de un conjunto de fuerzas de distinto origen y carácter. Las tensiones que existían en el macizo rocoso antes de efectuar la excavación tienen en cuenta por una parte las componentes de las *tensiones gravitacionales*, debidas al peso de la roca suprayacente y a los efectos del confinamiento lateral. Además, existen las denominadas *tensiones residuales* originadas en procesos de cristalización, metamorfismos, sedimentación, consolidación, etc. Otras componentes de las tensiones residuales tienen su origen en fuerzas tectónicas y movimientos de la corteza.

#### 8.7.1 Distribución de tensiones

El estado tensional inicial en el macizo rocoso se ve alterado por las excavaciones realizadas, que producen redistribuciones tensionales y zonas en las que se observan concentraciones de tensión en la roca circundante a las excavaciones.

Todavía no está resuelto el problema de determinación del estado tensional en el macizo rocoso, ya que es muy complicado de resolver. Hay muchas

técnicas e instrumentación al respecto y continúan apareciendo nuevas técnicas que tratan de superar las dificultades existentes en la actualidad.

La mayoría de los métodos se basan en la reperfusión de un sondeo donde previamente se ha introducido la instrumentación que va a detectar las deformaciones del sondeo (diametrales o en el fondo del taladro), debido a la liberación de tensiones que se producen al sobreperforar.

En muchos casos, una vez estimadas las tensiones naturales en el macizo rocoso, pueden determinarse las distribuciones de tensiones que se producen al sobreperforar.

En muchos casos, una vez estimadas las tensiones naturales en el macizo rocoso, pueden determinarse las distribuciones de tensiones que se producen alrededor de los huecos excavados en el mismo y la influencia de unos huecos sobre otros. Para ello hay que simplificar las propiedades del macizo rocoso y suponer que se trata de un cuerpo homogéneo, isótropo y linealmente elástico. En estas condiciones se podrá aplicar la *teoría de la elasticidad* y se podrán establecer un conjunto de ecuaciones de compatibilidad de desplazamientos, considerando las condiciones de contorno, el módulo de elasticidad de la roca y el coeficiente de Poisson. De esta forma se determinan las distribuciones de tensión alrededor de agujeros circulares, elípticos, rectangulares de esquinas redondeadas, etc.

*En situaciones más complejas, por ejemplo, en el caso de un estudio tensional de una zona del macizo rocoso donde existen múltiples huecos o excavaciones de forma irregular, se acude a los modelos numéricos para estimar las tensiones en el macizo.*

Cuando se abre un hueco, al arrancar una capa, las tensiones que estaban distribuidas uniformemente se alteran, formándose una zona decomprimida en el techo del hueco, las cargas se transmiten entonces hacia zonas vígenes del terreno.

Si se trata de una capa de carbón explotada por frente largo, en el frente y en los bordes de la explotación se presentan tensiones verticales superiores a la del recubrimiento a la profundidad considerara, denominadas *tensión de apoyo o estribo*.

En la fig. 8.26 se puede observar la distribución tensional en un frente largo en carbón. Las tensiones

máximas se producen en los bordes del cuartel, en las guías de base y de cabeza.

Para determinar la distribución de tensiones alrededor de huecos, en el caso de que el macizo rocoso pueda asimilarse a un medio continuo, isótropo y elástico, puede acudirse a procedimientos analíticos. En general, en las explotaciones mineras, las situaciones que se presentan son mucho más complejas. En estos casos, para determinar la distribución tensional se acude a *modelos numéricos de elementos finitos, elementos de contorno y diferencias finitas*, principalmente. Para utilizar estos modelos, previamente se divide la zona en explotación en un conjunto de elementos, determinándose las tensiones en dichos elementos.

Si el análisis tensional se lleva a cabo, por ejemplo, en una mina explotada por cámaras y pilares, interesa conocer las tensiones en los elementos que constituyen los pilares y los techos de las cámaras. A continuación, mediante criterios de rotura se podrán establecer los coeficientes de seguridad de pilares y techos de cámaras.

A continuación se presenta un ejemplo de cálculo de distribución de tensiones en una capa de carbón delgada y de fuerte pendiente, explotada por el método de testeros (Ramírez y Lain, 1985) <sup>(1)</sup>. El modelo numérico utilizado es el Besol, de elementos de contorno, desarrollado por el Dr. Crouch de la Universidad de Minnesota.

En la Fig. 8.27 puede verse el esquema de la explotación utilizado como base para el modelo numérico. En la fig. 8.28 se muestra la distribución de tensiones normales a la capa, en el techo, a 3 m y a 9 m de distancia de la misma. En estas figuras se muestra con claridad la onda de presión tan fuerte que se produce por delante del frente, que ayuda a fracturar el carbón y la zona decomprimida sobre el techo del hueco existente entre el frente de carbón y el relleno.

En la actualidad se están llevando a cabo estudios para conocer la distribución de tensiones en macizos rocosos en los que se explotan varias capas próximas, paralelas y de fuerte pendiente, también mediante el modelo numérico de elementos de control Besol.

<sup>(1)</sup> Ramírez, P y Lain, R. (1985): Control de estratos en tajos subterráneos de la minería del carbón. Instituto Geológico y Minero de España. Madrid.

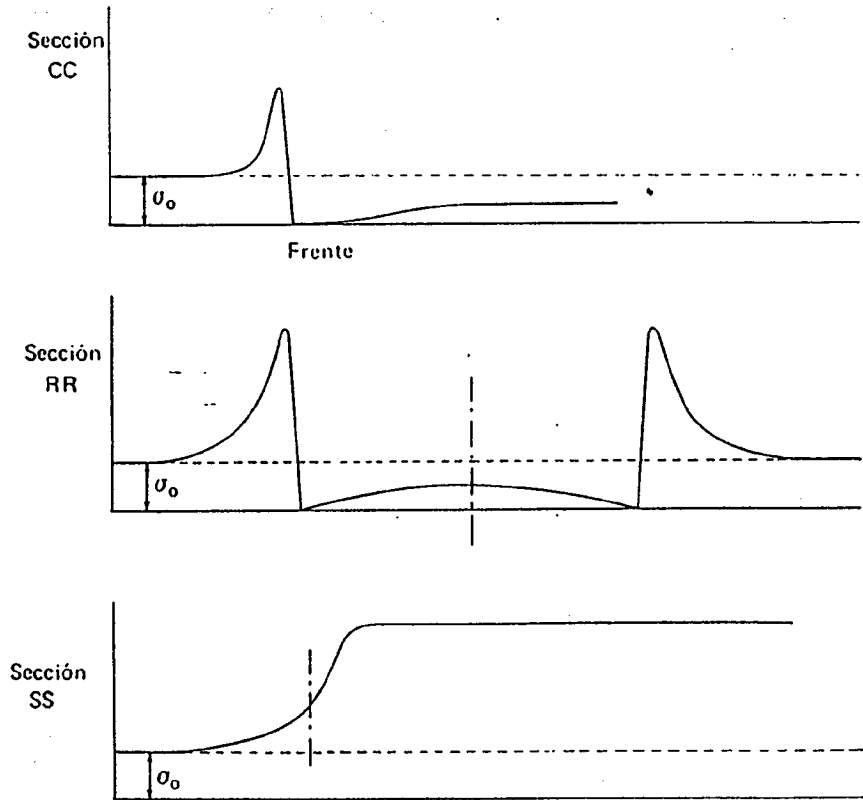
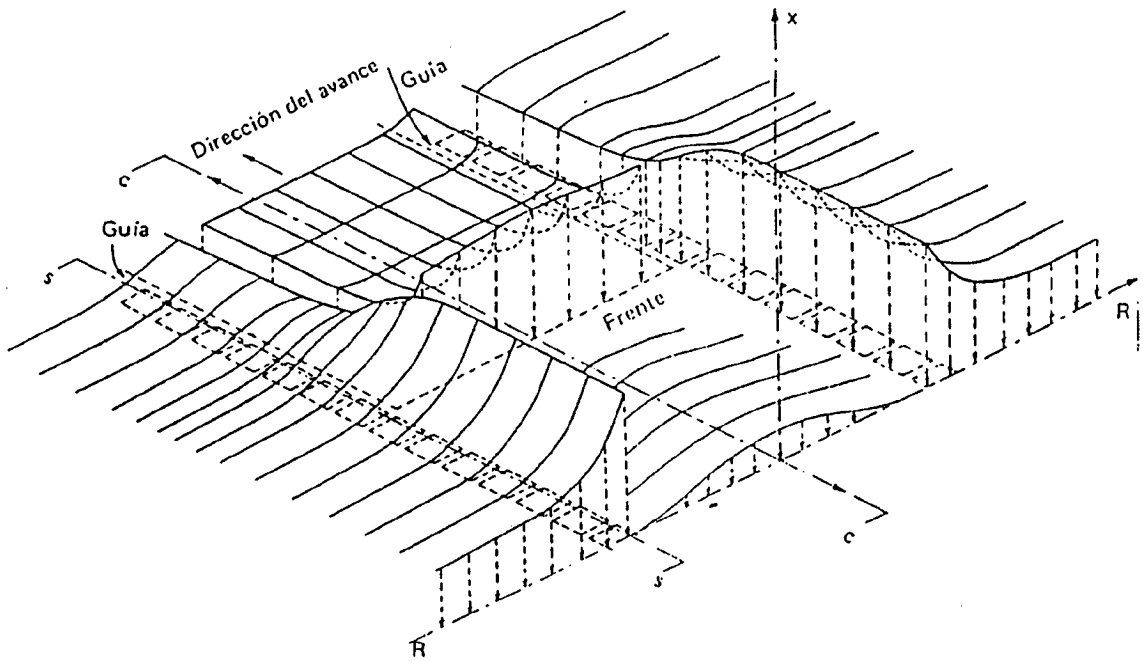


Fig. 8.26.-

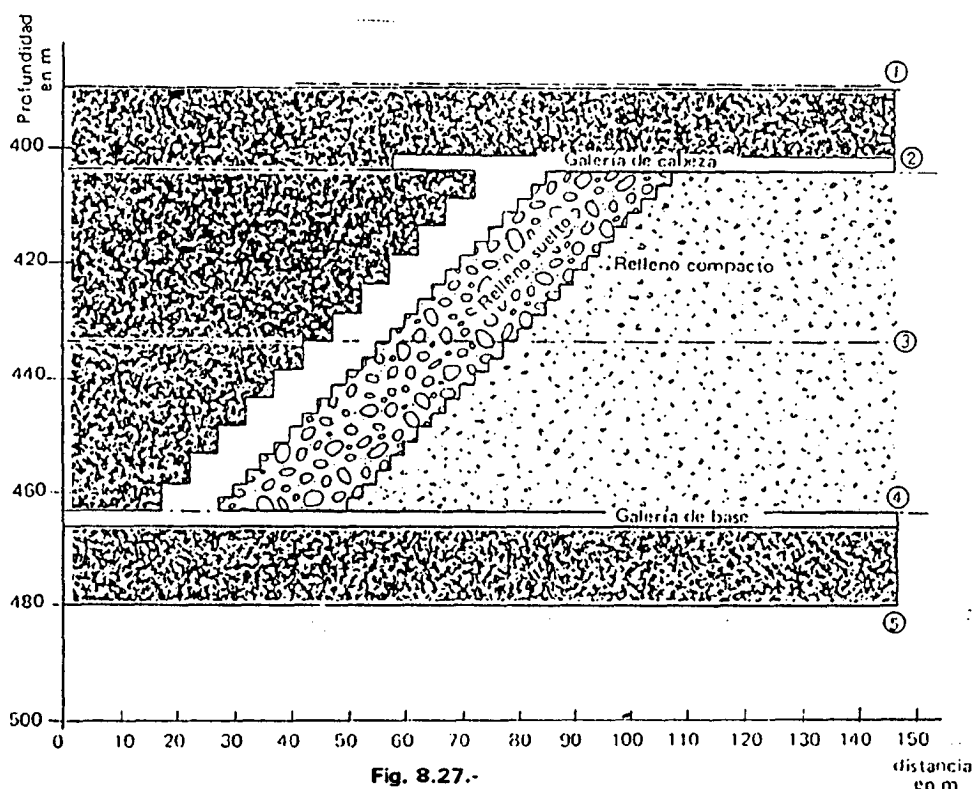


Fig. 8.27.-

distancia  
en m

### 8.7.2 Explosiones de roca

Las rocas tienen una respuesta elástica, plástica y viscosa frente a las tensiones existentes en los niveles profundos de las minas. La respuesta inicial de las rocas duras a la alteración originada por excavaciones subterráneas es elástica y el macizo rocoso pierde dos veces tanta energía potencial como energía almacenada en concentraciones de tensiones elásticas (Cook, N.G.W. 1965). Las fracturas resultantes de la inestabilidad y el exceso de energía potencial producen las llamadas *explosiones de roca*, que se pueden definir como roturas violentas acompañadas de lanzamientos de bloques de roca y de fuertes ruidos, produciéndose de forma súbita, aunque en ocasiones pueden ir precedidas de emisiones acústicas.

En general, la energía liberada por el arranque del mineral es función de las tensiones y deformaciones existentes en la mina. Como ya se ha mencionado,

cuando la energía liberada por la explotación minera no puede ser completamente absorbida por las rocas en forma de energía elástica, se produce la rotura violenta de éstas. Para que tengan lugar este tipo de fenómenos, las rocas deben ser resistentes y tener un comportamiento frágil, ya que en caso contrario su rotura no se produce en forma de explosión de roca. Estas condiciones se dan con mayor frecuencia en los yacimientos metálicos, en los que las rocas suelen ser muy resistentes, como, por ejemplo, las cuarcitas o el granito.

Ya en el año 1924, el Witwatersrand Rockburst Committee, de República de África del Sur, consideraba dos tipos de explosiones de roca, según la extensión de la zona afectada: Las *deformaciones bruscas*, que son explosiones pequeñas y localizadas y que pueden producirse en cualquier excavación, y las *roturas bruscas*, que son explosiones grandes y que abarcan amplias zonas minadas. Según Blake, W. (1984), los mecanismos liberadores de energía sísmica, más comúnmente

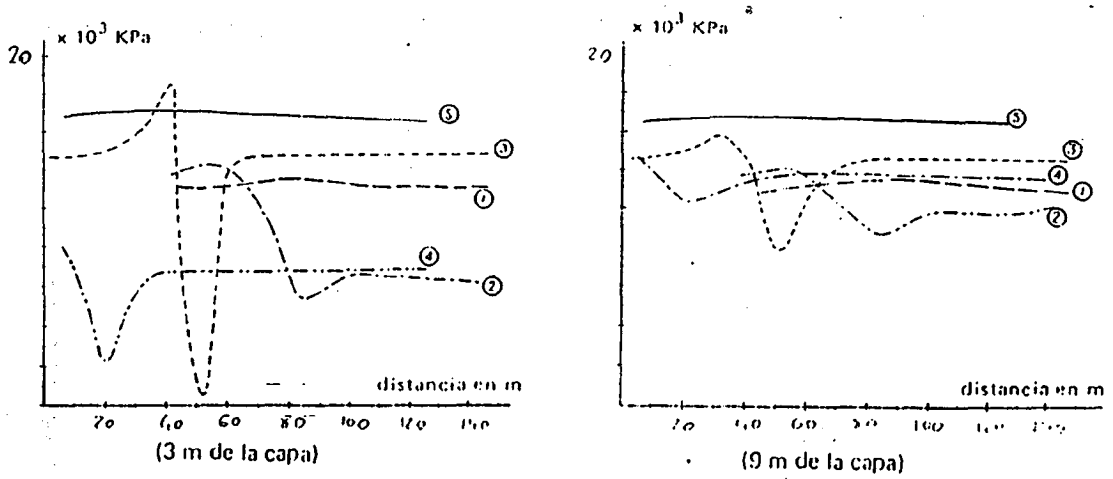
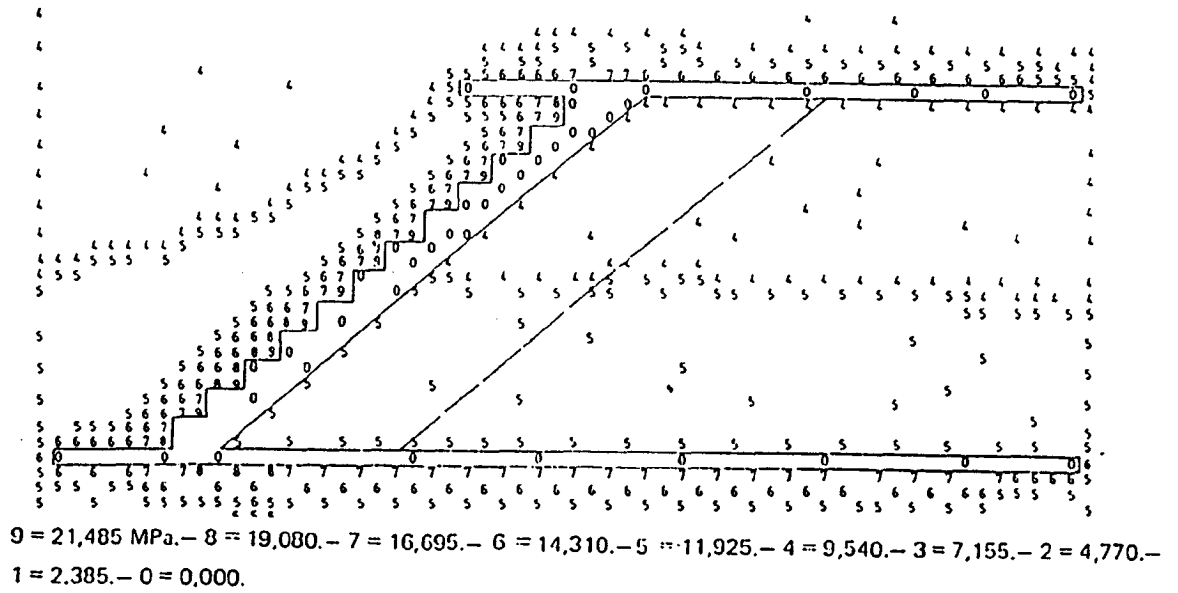


Fig. 8.28.-

considerados, durante una explosión de roca, son la *energía de deformación almacenada*, el *cambio de la energía potencial* y el *deslizamiento a lo largo de fallas*.

Las explosiones de roca son fenómenos cuyas causas son muy distintas a las que producen los golpes de techo o los fenómenos gasodinámicos, por lo que no deben confundirse unos con otros.

Para rebajar el factor de concentración de tensiones que se producen en el macizo rocoso adyacente a los hastiales y al frente de avance y, consecuentemente, minimizar las explosiones de roca y sus efectos, resulta bastante eficaz la liberación de tensiones mediante pegas por delante del frente.

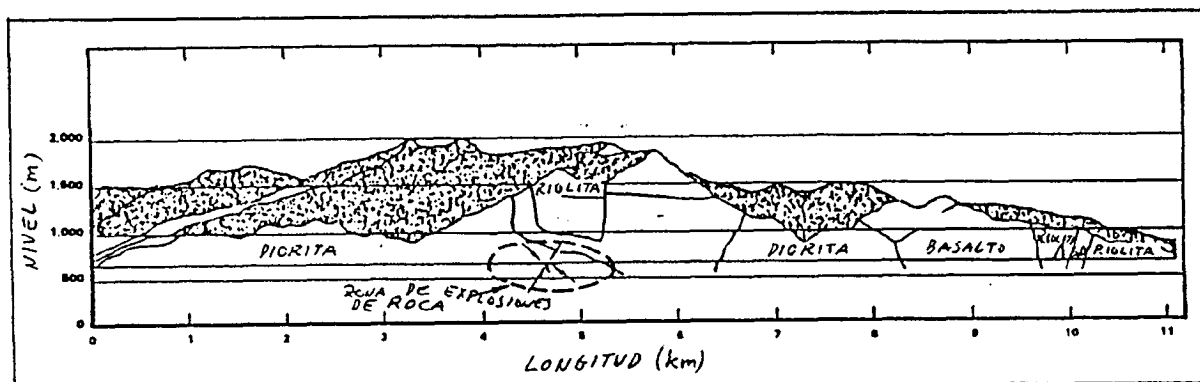


Fig. 8.29.- Sección longitudinal del túnel Kan-Etsu, en Japón.  
(Saito et al, 1983).

No sólo se producen las explosiones de roca en las explotaciones mineras, sino que también aparecen en los trabajos de ingeniería civil, como es el caso del túnel Kan-Etsu, en Japón, de más de 11 km de largo y 86 m<sup>2</sup> de sección transversal. En la fig. 8.29 se muestra una sección a lo largo del eje del túnel en la que se ve la geología y se señala la zona en la que se produjeron explosiones de roca durante la construcción del túnel.

Las únicas explosiones de roca en minas subterráneas filonianas, de que se tiene noticia en España, se han producido en la mina "El Cobre", de la empresa Minas de La Cruz, S.A., en Linares (Jaén). Las explosiones producidas no han sido muchas, y todas ellas de pequeña magnitud, siendo la más importante la producida en una galería auxiliar de transporte, que afectó a un tramo de unos 25 m de longitud. Probablemente, la escasa aparición de unos 25 m de longitud. Probablemente, la escasa aparición de estos fenómenos en España se debe a que, en general, las profundidades alcanzadas por las minas metálicas subterráneas españolas no son muy grandes, aunque, como es sabido, hay que considerar junto con el factor profundidad, las tensiones naturales y el método de explotación utilizado como causas de grandes concentraciones de tensiones que conducen a riesgo de explosiones de roca.

## 8.8. SISMICIDAD INDUCIDA

### 8.8.1 Fenómenos de sismicidad inducidos por minado

La mayor parte de los fenómenos de este tipo se originan por deslizamientos según fallas preexistentes.

La distorsión del campo regional de tensiones, producida por una extensa zona minada, aumenta la fuerza según la dirección de la falla o bien disminuye la compresión normal entre sus labios. El resultado global es el mismo en ambos casos y consiste en un desplazamiento repentino, siguiendo la dirección de la falla, que libera grandes cantidades de energía sísmica. Los fenómenos sísmicos inducidos por minado pueden tener lugar a distancias de hasta 3 km de la explotación minera más próxima.

Los sismos detectados en las proximidades de minas (tanto de interior como a cielo abierto) e inducidos por las mismas, alcanzan en ocasiones intensidades elevadas, como el que se produjo en abril de 1977 en la región aurífera de Klerksdorp, en Sudáfrica, y que alcanzó una intensidad de 5.2 en la escala de Richter. Tanto para estos grandes sismos como para los más pequeños, el desplazamiento de tensiones, mencionado anteriormente, debido a la explotación, interactúa con las presiones tectónicas naturales para alcanzar el equilibrio a lo largo de las fallas que se encuentran en las proximidades. El desplazamiento repentino según una falla es el mecanismo que siguen estos fenómenos. Es de destacar que los daños producidos en el interior de las explotaciones por estos movimientos inducidos, suelen ser pequeños e incluso no detectables, mientras que el daño en las estructuras del exterior puede ser grande.

### 8.8.2 Prevención de golpes de techo (Ramírez, P. 1985).

El golpe de techo es un fenómeno típico de los

techos de los frentes largos cuando éstos son suficientemente rígidos: debido a la pequeña convergencia que experimentan no llegan a apoyar sobre el terreno hundido por la parte posterior del tajo, comportándose como una placa en voladizo.

La característica fundamental de los golpes de techo es la liberación brusca de la energía elástica almacenada en las rocas del techo del tajo cuando se rompen; esta brusca liberación de energía origina el estallido de la roca y su desprendimiento. Estos fenómenos y a veces, en las minas de carbón se producen expulsiones de gases y polvo de carbón.

Los golpes de techo se producen cuando los primeros bancos del techo son potentes y resistentes. El golpe de techo es tanto más fuerte cuanto más cargado se encuentra el banco rígido por las capas suprayacentes menos rígidas que se apoyan en él.

Cuando se comienza la extracción de un tajo, se producirá con mucha probabilidad un primer golpe de techo bastante fuerte, ya que inicialmente la placa que constituye el techo se encuentra empotrada en sus cuatro bordes, siendo bastante alta su resistencia, por lo cual tarda en romperse, acumulando una cantidad importante de energía elástica de deformación. Al contrario, en un tajo ya en desarrollo y de gran longitud, el control del techo es mucho más sencillo. A veces, cuando éste no rompe bien, es necesario realizar algunos disparos por la parte posterior del tajo, evitándose de este modo zonas amplias de techo sin romper. Además en estos casos se pueden calcular los disparos para conseguir una granulometría adecuada.

Otra de las misiones de los disparos de hundimiento consiste en eliminar carga del techo inmediato, disminuyendo la energía elástica de deformación acumulada en el techo.

Con objeto de prever posibles golpes de techo se deben realizar medidas sistemáticas de presión y convergencia en los tajos. Por otra parte se debe proceder a la extracción de testigo continuo del techo inmediato, ya que según recientes investigaciones, se ha demostrado que la facilidad para que se produzca el hundimiento del techo inmediato está relacionada con la longitud de los trozos de testigo recuperados.

Otros índices para caracterizar la susceptibilidad a los golpes de techo están basados en la capacidad de absorción de energía por la roca. El índice propuesto por los polacos, que también se utiliza

en Francia, se define a partir de probetas de 42 mm de diámetro y 84 mm de altura mediante la expresión:

$$W_{et} = \frac{\Phi_e}{\Phi_p}$$

donde:

$\Phi_e$  = energía elástica

$\Phi_p = \Phi_t - \Phi_e$  = energía disipada = energía total-energía elástica.

Según el valor de  $W_{et}$  se caracterizan los techos.

- \* Con  $W_{et} < 2$  las rocas no son susceptibles de golpe de techo.
- \*  $2 = W_{et} < 5$  riesgo de golpe de techo.
- \*  $W_{et} > 5$  alto riesgo de golpe de techo.

Además de este índice de caracterización, existen otros métodos de tipo sísmico o sismoacústico, registros de microsismos, etc.

Los riesgos de golpe de techo se incrementan en zonas donde se observa un estrechamiento fuerte de la capa, cuando se aproxima el frente de la explotación a antiguos minados y en caso de hundimiento irregular con autorrelleno incompleto.

### 8.8.3 Fenómenos gasodinámicos: control

Shepherd (1981) define los *desprendimientos instantáneos* como una proyección espontánea de carbón y de gas en la que el carbón está triturado y el gas es una mezcla de metano y dióxido de carbono. Se produce una cavidad delante o a un lado del frente, normalmente en su parte superior. Se emiten grandes cantidades de gas y normalmente hay una rápida reducción de la velocidad de emisión con el tiempo.

Normalmente, los desprendimientos instantáneos duran varios segundos y se producen en el avance de una galería o en el frente de la explotación. Los fenómenos gasodinámicos se ven favorecidos por el incremento de la profundidad de la explotación y por la creciente velocidad de explotación de los tajos.

En los desprendimientos instantáneos las tensiones pueden ser la causa fundamental para el desencadenamiento de los mismos o bien el propio gas presente en el carbón. En el primer caso, el material proyectado está constituido por bloques relativamente

grandes, formándose cavidades cónicas. En el segundo caso, se producen importantes expulsiones de carbón pulverizado, llegando a inundar las galerías. La cantidad de gas liberada puede ser más de 200 veces el volumen del carbón proyectado (Hargraves, 1973; Davies, 1980).

Cuando se va a producir un fenómeno gasodinámico, se suelen observar ciertas señales de aviso, tales como crujidos y golpes procedentes del interior del frente de carbón y del techo, cuya frecuencia aumenta rápidamente. También se observa un súbito enfriamiento del frente.

Las fases que se observan en un desprendimiento instantáneo son las siguientes:

- 1° *Fase de iniciación.* El frente de carbón se comporta como un sólido bajo tensión triaxial hasta el momento de su exposición, debido al arranque, observándose entonces una rápida disminución de su resistencia a compresión, fracturándose el carbón hacia el interior del frente.
- 2° *Liberación del gas absorbido.* En esta fase, debido a la fracturación se libera el gas y disminuye notablemente su presión con continua desorción, pasando el gas a través de las fracturas del carbón. Cuando la velocidad de desorción del gas excede la de difusión a través del carbón, se alcanza el punto crítico del fenómeno gasodinámico.
- 3° *Movimiento y expulsión de la masa de carbón.*
- 4° *Fase final.* Esta fase marca el término del fenómeno, cuando todo el material fracturado se ha proyectado.

Se han realizado considerables avances en los métodos de predicción de desprendimientos. Se sabe por experiencia que determinadas capas son muy propensas a este tipo de fenómenos. Por otra parte, en general los métodos de frente largo son menos propensos a los desprendimientos instantáneos que las explotaciones de cámaras y pilares, donde las tensiones están más concentradas. En los trabajos de avance de galerías y sobre todo en el entronque con las capas, se producen fenómenos gasodinámicos con más frecuencia que en otras zonas.

La predicción de los desprendimientos se lleva a cabo mediante sondeos de exploración, con medida

de la desorción del gas y actividad microsísmica. Según los resultados obtenidos en la predicción, se actúa en consecuencia según diversos métodos de control y prevención de desprendimientos, de los que cabe señalar los siguientes:

- Planificación adecuada de las labores para evitar la aparición de zonas de concentración de tensiones.
- Voladuras para inducir una fracturación en el macizo de carbón, con objeto de reducir el contenido de gas; son los llamados tiros de conmoción.
- Inyecciones de agua en las capas y sondeos para liberar gas y rebajar la presión de los estratos (tiros de distensión).

A pesar de todas las medidas que se toman para predecir y prevenir los desprendimientos instantáneos, éstos se siguen produciendo en muchas ocasiones a pesar de haberse tomado las medidas anteriormente indicadas.

## 8.9. SUBSIDENCIA MINERA

### 8.9.1 Generalidades

Se entiende por subsidencia minera los movimientos del terreno y los hundimientos que tienen lugar en superficie, debidos a explotaciones mineras subterráneas.

Los primeros estudios científicos relacionados con la subsidencia minera los realizaron Fayol y Rziha en el siglo XIX, pero ha sido en el siglo XX cuando estos estudios se han generalizado.

En la mayor parte de las cuencas mineras, por todo el mundo, se realizan observaciones tendentes a la obtención de leyes de comportamiento o de fórmulas empíricas que permitan predecir el comportamiento del terreno situado sobre las explotaciones mineras, aunque hasta el momento, nadie ha logrado encontrar una ley general aplicable a la mayoría de los casos. Las leyes que se han deducido son fruto de numerosas observaciones y solo son aplicables con fiabilidad, en condiciones análogas a las que se realizaron dichas observaciones, por lo que existe una gran cantidad de leyes y fórmulas empíricas para el cálculo de la subsidencia en diversas condiciones y cuencas mineras, sobre todo en carbón y sal.

Estas leyes están en función de factores tales como el método de explotación, el tipo de geometría del



yacimiento, la hidrogeología de la zona, el grado de tectonización, la estratificación, etc. Casi todas las teorías acerca de la subsidencia de terrenos situados sobre explotaciones mineras, se refieren a explotaciones realizadas por el método del frente largo, o sea, a explotaciones de extracción total, por lo que dichas teorías también serán aplicables a otros métodos de explotación, siempre que la extracción sea total, como por ejemplo en el método de cámara y pilares, una vez recuperados los pilares, con lo que la extracción también es completa. Si dichos pilares se abandonasen, no son válidas las leyes deducidas para extracción total, aunque se trate del mismo yacimiento.

Las teorías sobre subsidencia minera se dividen en dos grandes grupos, según procedan de *observaciones realizadas en la superficie o del estudio de los esfuerzos y deformaciones del terreno*. Entre los métodos de cálculo del primer grupo destaca el desarrollo por el U.K. National Coal Board (NCB), basado en observaciones realizadas en un gran número de explotaciones de carbón por frente largo en Gran Bretaña, cuyo resultado ha sido un conjunto de ábacos como el de la fig. 8.30, y tablas tendentes a determinar las diferentes características del movimiento del terreno en superficie para llegar a predecir cual será la superficie del terreno después de haber sido afectado por una explotación minera, lo cual queda reflejado en la figura 8.31, en la que el área crítica de extracción es lo que se define como la anchura de taller que produce el hundimiento máximo en un solo punto de la superficie del terreno.

En los métodos de cálculo del segundo grupo, es decir, los basados en el estudio de los esfuerzos y deformaciones del terreno, se utiliza la mecánica de medios continuos aplicada a modelos elásticos, viscoelásticos y plásticos. Estos métodos han experimentado un gran progreso desde que se utilizan ordenadores en la simulación de hundimientos mineros mediante programas basados en el método de elementos finitos.

De cualquier manera, todos los métodos empleados para calcular la subsidencia minera, presentan un margen de error según las características particulares de cada cuenca y el método de explotación utilizado. En la práctica, estos cálculos se suelen realizar combinando métodos de los dos grupos antes mencionados y realizando comprobaciones constantes mediante medidas tomadas "in situ".

8.9.2 Repercusiones en la superficie del terreno

Los cambios en la superficie del terreno, ocasionados por la subsidencia minera, provocan el movimiento y la deformación de las construcciones situadas en la zona de hundimiento (Fig. 8.32), causando en ocasiones daños considerables. Pueden verse afectados, además de las edificaciones las conducciones de agua y servicios, las carreteras y otras vías de comunicación, los drenajes, acuíferos, etc.

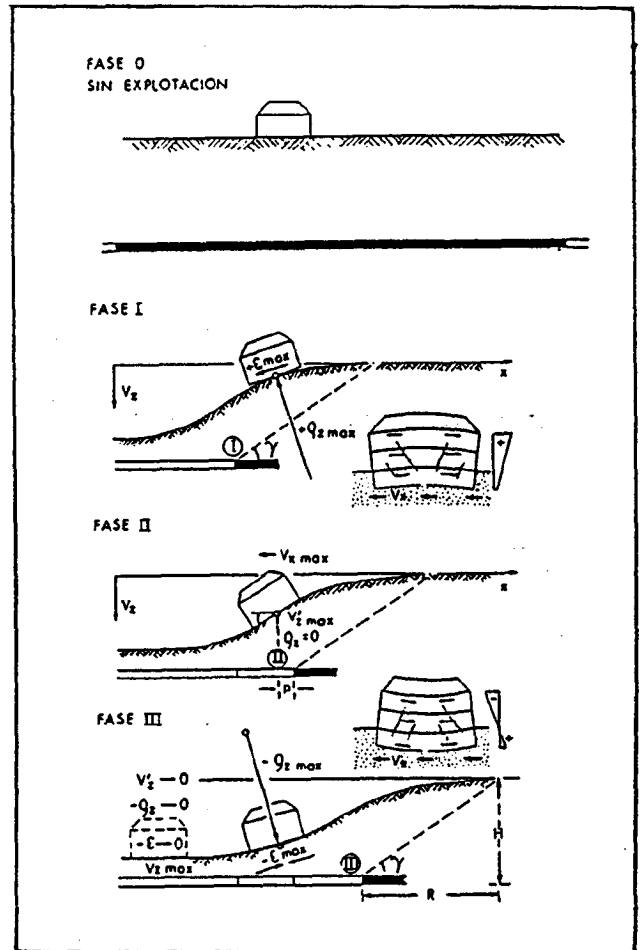


Fig. 8.32.- Movimiento y deformación de una estructura cuando una explotación pasa bajo ella (National Coal Board).

Pero realmente, lo que causa daño, en la mayoría de los casos, a las estructuras situadas en zonas de subsidencia, no son los desplazamientos continuos, que producen hundimientos o desplazamientos horizontales uniformes, sino los desplazamientos diferenciales, que provocan esfuerzos de tracción o compresión en la superficie de subsidencia.

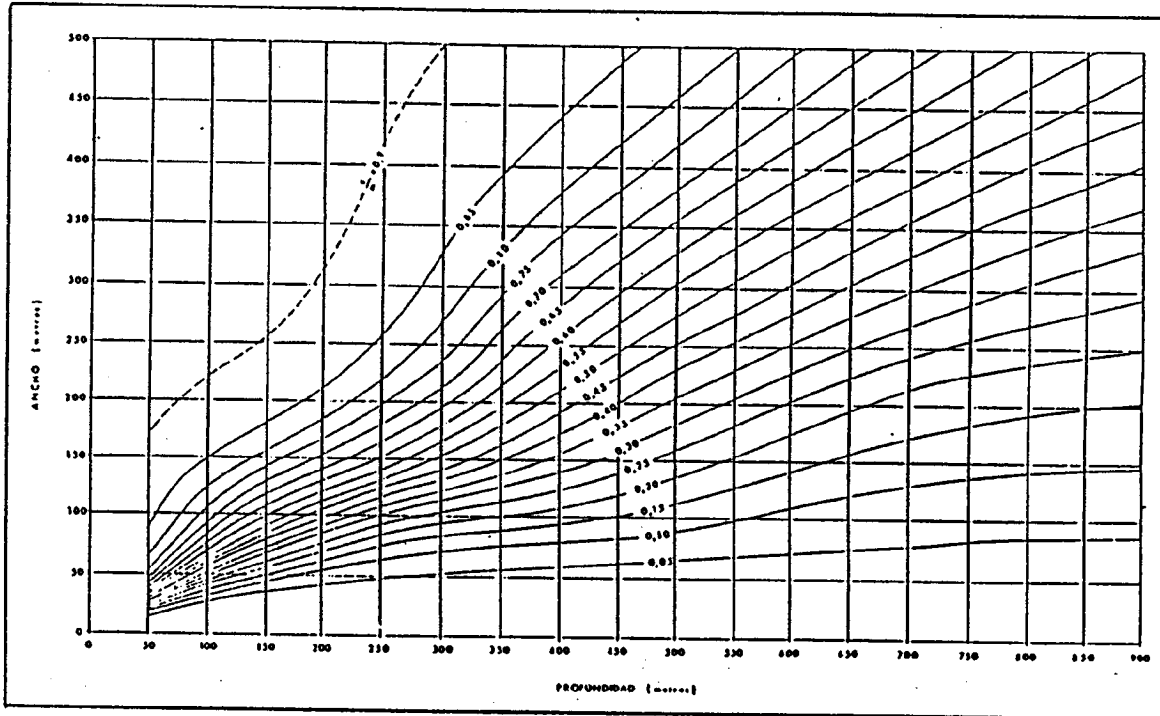


Fig. 8.30.- Factor de reducción de hundimiento,  $s/m$ , en función de la profundidad y anchura de la explotación (National Coal Board).

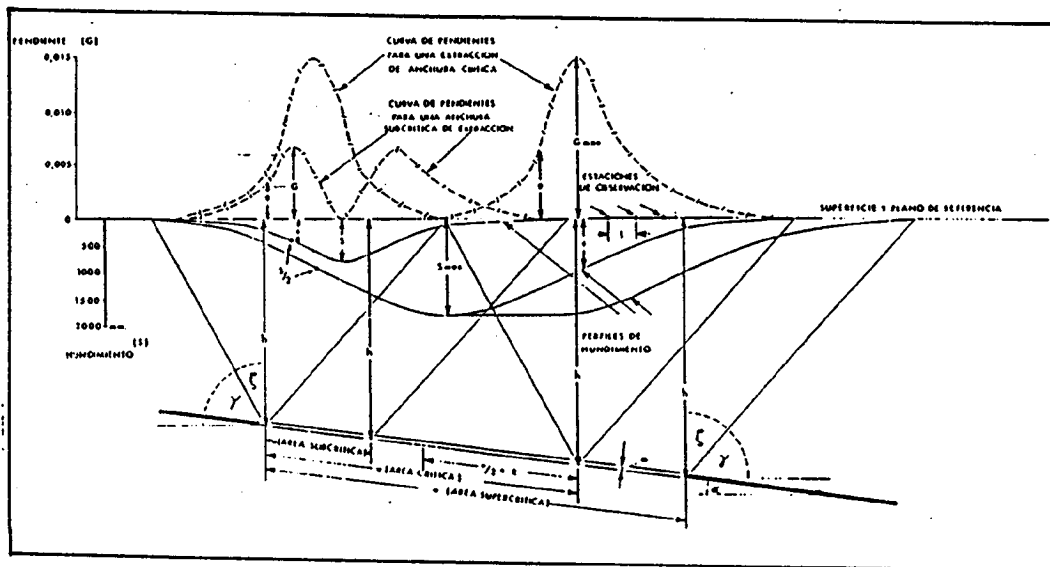


Fig. 8.31.- Sección típica de perfil de hundimiento (National Coal Board).

Para paliar estos daños, es posible modificar las estructuras existentes en la zona de hundimiento o bien, intentar reducir la subsidencia mediante técnicas de laboreo durante la explotación. En el caso de estructuras nuevas, éstas deberán ser proyectadas de manera que sean capaces de soportar la distorsión provocada por el desplazamiento diferencial, o que puedan absorber los esfuerzos de tracción y compresión resultantes de este desplazamiento diferencial. Es decir, dichas nuevas estructuras deberán ser muy rígidas o muy flexibles, a fin de verse mínimamente afectadas por la subsidencia.

Respecto a la reducción del hundimiento en superficie, es posible utilizar diversos métodos, tales como la explotación parcial mediante tajos separados por grandes pilares, el abandono de macizos de mineral que actúan como pilares de seguridad, el relleno, etc. Cualquiera de estos métodos para la reducción de la subsidencia es bastante caro, ya sea por el mineral abandonado o por las labores adicionales a realizar, por lo que, antes de decidir la utilización de alguno de ellos, es necesario tener en cuenta factores de carácter muy variado, tales como costos de reparación de las estructuras afectadas o problemas sociales y de opinión pública.

### 8.9.3 Normativas y criterios de daños

No existe una unificación acerca de las normas constructivas frente a la subsidencia minera, ni sobre los daños producidos por dicha subsidencia. Tampoco se ha alcanzado esta unificación dentro de cada país y lo más que se ha llegado ha sido a algunas clasificaciones por sectores mineros.

Existe en EE.UU. una legislación a este respecto, en la que se considera, por ejemplo, la existencia de recursos renovables en la zona de subsidencia y en sus proximidades, o la disminución de uso de las estructuras y terrenos situados en dicha zona. En caso de que sea previsible que la subsidencia minera afecte a la superficie del terreno, la empresa minera deberá presentar un detallado plan de labores, en el que se incluirá el control del hundimiento previsto, de acuerdo con unas normas de trabajo especificadas por la autoridad reguladora de este tipo de actividades, y en las que se obliga a la empresa minera a corregir daños o restaurar terrenos en las áreas afectadas por las actividades mineras.

En cuanto a los criterios de daños, la clasificación establecida por la National Coal Board

(NCB) de Gran Bretaña, es la de más amplia difusión (tabla 8.5). En ella se establecen cinco niveles de daños, acusados por movimientos horizontales debidos a subsidencia, y se describen los efectos esperados. Se presenta en la Tabla 8.6 otro criterio sobre daños, elaborado por Bjerrum (1963) en función de la deformación angular.

En las tablas 8.7 y 8.8 se muestran algunas normas, en función de la deformación permisible, en la URSS y Polonia respectivamente.

En la primera tabla,  $\alpha$  representa el buzamiento de la capa y la categoría representa la importancia y sensibilidad de la estructura, siendo la categoría I la de mayor importancia. El coeficiente de seguridad, en la última columna, se ha definido como la relación entre la profundidad mínima a la que puede explotarse una capa, sin producir alteraciones en el terreno mayores de las permisibles, y el espesor de dicha capa.

### 8.10. BIBLIOGRAFIA

- AIME (1981): Design and Operation of Caving and Sublevel Stopping Mines. Nueva York.
- AIME (1982): Underground Mining Methods. Ed. W.A. Hustrulid. Nueva York.
- BJERRUM, L. (1963): Contribución a la discusión. Sesión VI. Conferencia Europea sobre Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones. Wiesbaden, II, pp. 135-137.
- BLAKE, W. (1984): Assessment of the Rockburst Potential in Basalt at the Hanford Site. United States Department of Energy. Washington.
- BORISOV, S. (1976): Labores Mineras. Editorial MIR. Moscú.
- BOWN, E.T. (1981): Rock Characterization Testing and Monitoring. ISRM Imperial College of Science and Technology. Londres.
- CCOK, N.G.W. (1965): The Basic Mechanics of Rockbursts. Symposium on Rock Mechanics and Strata Control in Mines. Johannesburg.
- CUADRA, L. (1974): Laboreo de Minas. Ed. Litoprint. Madrid.

Tabla 8.5.- Clasificación de daños por subsidencia (National Coal Board)

Variación en la longitud de la estructura (m)	Clase de daños	Descripción de daños típicos
Menos de 0,03	1 - Muy ligeros o despreciables	Fisuras muy finas en la escayola. Posiblemente grietas pequeñas aisladas en el edificio, no visibles por fuera.
0,03 - 0,06	2 - Ligeros	Varias grietas pequeñas visibles dentro del edificio. Las puertas y ventanas pueden trabajarse ligeramente. Probablemente sean necesarias reparaciones en la ornamentación.
0,06 - 0,12	3 - Apreciables	Ligero agrietamiento visible en el exterior del edificio (o una grieta principal). Puertas y ventanas se traban; las tuberías de servicios pueden agrietarse.
0,12 - 0,18	4 - Severos	Tuberías de servicios rotas. Grietas abiertas requiriendo recomposición y comunicando la estructura con el ambiente exterior. Marcos de puertas y ventanas deformados; suelos sensiblemente desnivelados; paredes sensiblemente inclinadas o abombadas. Cierta pérdida de potencia en las vigas. Si hay daños por compresión, solape de las juntas de techo y levantamiento de la obra de ladrillo con grietas horizontales abiertas.
Más de 0,18	5 - Muy severos	Como lo anterior, pero peor, y requiriendo reconstrucción parcial o total. Las vigas de techo y suelo pierden la portancia y precisan apuntalarse. Rotura de ventanas con deformación. Fuertes inclinaciones en los suelos. Si hay daños por compresión, fuerte combamiento y abombamiento de techo y paredes.

Tabla 8.6.- Criterios provisionales de daños en función de la deformación angular (Bjerrum, 1963)

DEFORMACION ANGULAR	COMENTARIOS
1/750	Límite donde deben temerse dificultades con la máquina sensible a los asentamientos.
1/600	Límite de peligro para estructuras atirantadas.
1/500	Límite de seguridad para edificios donde no pueda permitirse agrietamiento.
1/300	Límite donde es previsible la aparición de las primeras grietas en tabiques de una pieza. Límite donde deben separarse dificultades con grúas puente.
1/250	Límite donde puede hacerse visible la inclinación de edificios altos y rígidos.
1/150	Agrietamiento considerable en tabiques de una pieza y en paredes de ladrillo. Límite seguro para paredes de ladrillo con relación altura/longitud < 1/4. Límite donde deben temerse daños estructurales en edificios corrientes.

Tabla 8.7.- Movimientos permisibles del terreno

CATEGORIA	PENDIENTE $\times 10^3$	RADIO DE CURVATURA (m)	DEFORMACION $\times 10^3$	COEFICIENTE DE SEGURIDAD	
				$\alpha = < 45$	$\alpha > 45$
I	4,0	20000	2,0	400	500
II	4,5	18000	2,5	350	400
III	5,0	12000	3,5	250	300
IV	8,0	5500	6,0	150	200
V	10,0	3000	7,5	100	150
VI	25,0	1000	14,0	50	75

Tabla 8.8.- Clasificación de deformaciones permisibles (Ochab, 1961)

DEFORMACION HORIZONTAL PERMISIBLE	TIPO DE ESTRUCTURA O SERVICIO
0,2 %	Tuberías de gas que requieren protección particular contra el peligro de explosión de gas si sufre daños, asimismo elementos tales como depósitos de agua e instalaciones industriales de reconocida especial importancia o susceptibilidad particular a daños relacionados con la vida y la seguridad.
0,4 %	Edificios industriales de hormigón armado de construcción monolítica o con grúas puente, iglesias con cúpulas y otros grandes edificios de uso público tales como hospitales, teatros, etc., cauces de río y embalses de agua siempre que la opinión hidrogeológica sea que las características del terreno no requieran un aumento o disminución de las condiciones de seguridad, líneas de ferrocarril principales y puentes de arco, tuberías principales de distribución de agua, también grandes edificios residenciales con longitud superior a 20 m.
0,6 %	Carreteras principales, vías férreas y pequeñas estaciones de ferrocarril, puentes de viga continua, edificios industriales construidos en ladrillo, acero y madera, sin grúas y que no son demasiado susceptibles a los movimientos del terreno, torres de refrigeración, chimeneas elevadas, torres de agua, iglesias con techos construidos con vigas, edificios residenciales con longitud de 10 a 20 m, edificios residenciales de más de 20 m de largo pero de construcción especialmente protegida, alcantarillados principales y aeródromos.
0,9 %	Grandes estadios de deportes, edificios residenciales hasta 10 m de longitud, edificios residenciales de 10 a 20 m de largo de construcción especialmente protegida y otros elementos de pequeña importancia.

- DAVIES (1980): The Occurrence, Prediction and Control of Outbursts in Coal Mines. Symposium Souther Queensland. Branch of the Australian Institute of Mining and Metallurgy. Brisbane. Australia.
- E.M.J. (1978): Operating Handbook of Mineral Underground Mining. *E. McGraw Hill*.
- FABRE, B. (1983): Vocabulaire de la Mine Souterraine, Suplemento a la revista Industrie Minerale. Diciembre 1982.
- GARCIA y otros (1978): I Jornadas Técnicas de Hunosa. Tomo II.
- HARGRAVES (1973): Instantaneous Outbursts of Coal and Gas. A review. Australian Institute of Mining and Metallurgy. Proceedings.
- HOEK, E. y BROWN, E.T. (1980): Underground Excavations in Rock. Institution of Mining and Metallurgy. London.
- JORNADAS MINERAS DE HUELVA (1980)
- LUQUE, V. (1980): Jornadas Técnicas de Hunosa. Tomo IV.
- MINING ENGINEERING (1979): Revista. N° de octubre.
- MINING MAGAZINE (1980): Revista. N° de Enero.
- MORRISON (1976): A Philosophy of Ground Control. *Ed. McGill*. U.K.
- OCHAB, Z. (1961): Reglas concernientes a las nuevas instituciones para la determinación de pilares de seguridad en las hulleras de los yacimientos carboníferos de la Alta Silesia. Ministerio de Minas y Energía de Polonia. Informe n° 271.
- PENG y CHIANG (1984): Longwall Mining. *Ed. Wiley*
- PERNIA, J.M. Y col (1986): Hundimientos Mineros. Métodos de Cálculo. Instituto Geológico y Minero de España. Madrid.
- RAMIREZ, P. y col. (1980): Control de Estratos en las Explotaciones por Frente Largo. Fundación Gómez-Pardo. Madrid.
- RAMIREZ, P. y col. (1980): Repercusiones en Superficie de las Explotaciones Mineras Subterráneas. Fundación Gómez-Pardo. Madrid.
- RAMIREZ, P. y col (1984): Mecánica de Rocas aplicada a la Minería Metálica Subterránea. IGME. Madrid.
- RAMIREZ, P. y col (1985): Control de Estratos en los Tajos Subterráneos de la Minería del Carbón. IGME. Madrid.
- SHEPHERD (1981): Outbursts and Geological Structures in Coal Mines. A review. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences.
- STASSEN, P. (1981): Methodes d'Exploitation. V.Z. Ed. Universite de Liege.
- STOUT, K.S. (1980): Mining Methods and Equipment, *McGraw hill*, Inc. Nueva York.
- VILLAAMIL (1989): Nota sobre Frente Largo. Comunicación Personal.
- WORLD MINING (1980): Revista. N° de Abril.

## CAPITULO 9

### INGENIERIA GEOLOGICA EN TUNELES

#### 9.1. INTRODUCCION

Los túneles son estructuras subterráneas caracterizadas por estar rodeadas de un macizo rocoso. Esta condición hace que la influencia geológica sea mayor que en cualquier otro tipo de construcción, pero también al atravesar regiones montañosas o de difícil accesibilidad el conocimiento geológico es más complejo, precisando investigaciones a mayor profundidad y recursos económicos de mayor cuantía que otros tipos de proyectos.

Los usos más importantes a que se destinan los túneles son los siguientes:

- vías de comunicación: carreteras y ferrocarriles
- hidráulicos
- almacenamientos: crudos, gases, residuos radiactivos, instalaciones militares, etc.
- minería: accesos y transportes, como instalaciones fijas.

Cada uno de estos tipos de túneles se caracteriza por un trabajo geométrico que viene definido por criterios de proyecto. La sección transversal del túnel es un factor de importante repercusión geotécnica. En la fig. 9.1. se muestran algunas secciones representativas y en la fig. 9.2. un ejemplo de esquema hidroeléctrico y sus instalaciones subterráneas.

Bajo el punto de vista geológico y geotécnico los principales factores a considerar en un túnel son los siguientes:

#### Características del macizo rocoso

- Tipo y distribución de las rocas: litología, petrología, mineralogía, estratigrafía.
- Propiedades de la roca matriz: anisotropía, fisuración, resistencia, deformabilidad y durabilidad.

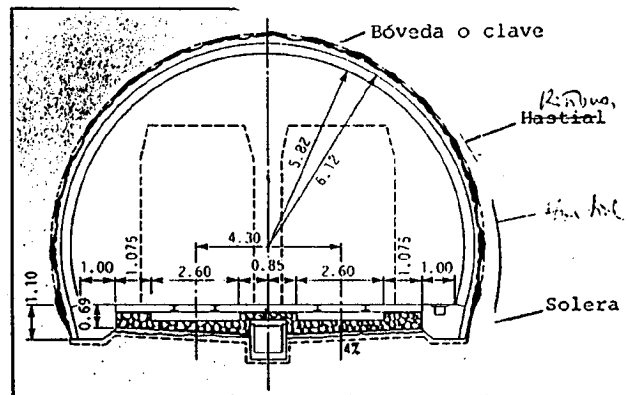
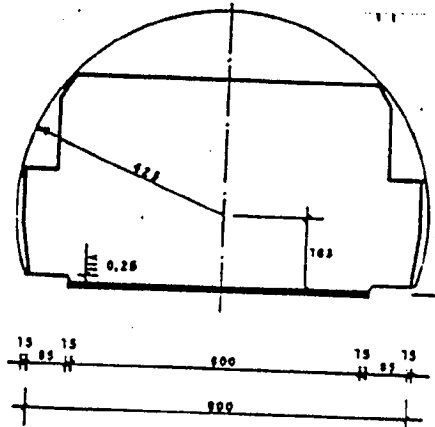


Fig. 9.1.- Secciones típicas de túneles

Propiedades del macizo rocoso: estructura y discontinuidades, fracturación, orientación, resistencia a lo largo de discontinuidades, deformabilidad.

Orientación de la estructura y sus discontinuidades principales con respecto al eje del túnel.

Espesor y competencia de los recubrimientos.

#### Condiciones ambientales

- Presiones intersticiales y régimen hidrogeológico
- Temperatura
- Gases

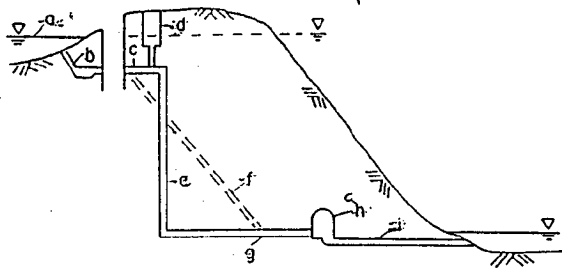


Fig. 9.2.- Instalaciones subterráneas en un esquema hidroeléctrico

Estado tensional

- Tensiones naturales: orientación y magnitud
- Tensiones inducidas: distribución y magnitud

Geometría de la excavación

- Forma y tamaño
- Situación con respecto a excavaciones adyacentes
- Geometría de las intersecciones

Condiciones constructivas

- Métodos de excavación
- Sistemas de sostenimiento

Problemas especiales

- Filtraciones importantes: métodos de control
- Zonas de alta fracturación tectónica o debilidad: fallas, cabalgamientos, diques, etc.
- Problemas tensionales: plastificación y explosión de roca
- Terrenos expansivos, blandos, agresivos y abrasivos.
- Altas temperaturas

Efectos indirectos

- Subsistencia en superficie, especialmente en zonas urbanas

- Estabilidad de laderas
- Alteraciones en acuíferos

El conocimiento de cada uno de los citados factores básicos precisa de adecuados reconocimientos del terreno o investigaciones in situ cuyos resultados constituirán la principal fuente de información que permitirá abordar el estudio geológico-geotécnico del túnel y el diseño de la excavación.

9.2. INVESTIGACIONES IN SITU PARA TUNELES

9.2.1. Objetivos

Al ser los túneles obras longitudinales, situadas generalmente a cierta o gran profundidad, el acceso directo al terreno en el que se desarrollará la excavación es muy difícil antes de la propia obra. Por ello, la incertidumbre de las condiciones geológicas es muy superior a la mayoría de los proyectos de ingeniería. Esta incertidumbre ha sido la causa de numerosos problemas en la construcción de túneles, cuyas consecuencias han llegado a representar graves retrasos e importantes sobrecostos, situación que ya Terzaghi hace más de 50 años refería: "La Geología más que ningún otro factor determina el grado de dificultad y el coste de una excavación subterránea". Desde entonces las técnicas de prospección se han desarrollado considerablemente, pero los principios siguen siendo los mismos en cuanto a la ineludible necesidad de conocer lo más detalladamente posible las condiciones geológicas en las que se emplazará el túnel.

Los objetivos de las investigaciones in situ deben incluir los siguientes aspectos:

- Selección del trazado más desfavorable bajo el punto de vista geológico.
- Elección de las áreas más adecuadas para el emboquillamiento y accesos.
- Identificación de los principales condicionantes geológicos que pudieran incidir decisoriamente en la viabilidad técnica y coste del túnel (puntos singulares).
- Tipos de terreno (litología y petrología).
- Estructura geológica.
- Filtraciones en el interior del túnel.
- Propiedades y comportamiento geomecánico del macizo rocoso.

La información obtenida en las investigaciones geológicas y geotécnicas debe aportar los criterios básicos para la definición de los siguientes elementos del proyecto:

- Método de excavación
- Sistemas de sostenimiento



### Tratamientos del terreno.

#### 9.2.2. Incidencia económica de las investigaciones in situ para túneles

La incidencia económica de las investigaciones in situ es un aspecto fundamental que justifica la necesidad de reconocer el terreno antes de su excavación. Por un lado, la rentabilidad, en términos económicos puede medirse como medio de evitar imprevistos cuyas consecuencias representarían sobrecostos que puedan llegar hasta multiplicar por diez el precio unitario del tramo afectado, y retrasos en los plazos muy importantes. Los estudios de Beneficio/Coste llevados a cabo por Rodríguez de Carvalho y Conceiao (1983) en Portugal para numerosos proyectos de túneles han dado cifras superiores al 500% para dicha relación Beneficio/Coste. Sin embargo, las prospecciones para túneles representan uno de los mayores presupuestos en relación con otras obras de ingeniería. Por tanto, la cuestión en permanente debate está en cual es la inversión adecuada para obtener información geotécnicamente útil a los fines de diseño y construcción.

Habida cuenta del gran costo que puede representar y del tiempo que se precisa para efectuar dichos trabajos de reconocimiento, han ido surgiendo diversas técnicas de diseño, en particular las denominadas métodos empíricos, basadas en las clasificaciones geomecánicas. Estos métodos no suelen precisar de gran número de datos en relación a otros procedimientos de diseño, pero requieren un seguimiento y control geotécnico durante la propia obra, dividiéndose en cierta forma, el proyecto en dos fases. Una basada en los datos obtenidos antes de la excavación, y otra en la que se ajustan dichos datos a los que se encuentran durante la excavación. Con todo ello, la cuantía de las inversiones es relativamente alta y se citan cifras para Inglaterra del 0,5 al 3% del coste de la obra. En Portugal los costes de las investigaciones in situ están calculados entre el 1 y el 2%, excluyendo los trabajos de seguimiento durante la construcción. La media general de las investigaciones oscila entre el 0.3 y el 2% (West et al., 1981).

En la Figura 9.3. se presenta una distribución de los costes para cada tipo de investigación: reconocimientos, geofísica, sondeos, etc., en función de un coeficiente de retorno que indica la relación de Beneficio/Coste. Según estos resultados los reconocimientos más rentables serían: (ver Tabla 9.1).

Waggoner y Daugherty (1985) sobre una encuesta llevada a cabo en USA, para 85 proyectos a lo largo de los últimos 20 años han llegado a importantes resultados cuyo resumen es el siguiente:

- El coste medio de las exploraciones representa el 1.66% del coste total de la obra.
- Se debe incrementar las exploraciones hasta llegar al 3% del coste de la obra, habiéndose comprobado que en los casos en que se han acercado a estos porcentajes los problemas habidos durante la construcción y las reclamaciones, sobrecostos, etc. han sido mínimos, rentabilizando al máximo las inversiones de exploraciones.
- Las galerías de reconocimiento, pozos, etc. tienen una relación coste/beneficio muy cuestionable excepto en casos especiales.
- Se debe incrementar el número de ensayos de laboratorio, tanto en los trabajos previos como durante la construcción.
- Se debe utilizar más la geofísica y en combinación con sondeos.
- En la mayoría de los proyectos, los problemas de aguas subterráneas están inadecuadamente previstos. Ello representa uno de los mayores costes y riesgos en la construcción.

En la actualidad existe disparidad en los costes dedicados a la investigación in situ, pero suelen oscilar entre el 1 y el 2%. Sin embargo, para alcanzar niveles adecuados de información, este porcentaje debe llegar al 3%. Por otro lado, se deduce que existe una mayor rentabilidad en los trabajos de reconocimiento, ensayos de laboratorio y geofísica con menor coste de los mismos con respecto a los sondeos, ensayos in situ y galerías de reconocimiento. Un enfoque probabilístico para la optimización de la investigación in situ, su rentabilidad y eficacia puede ser muy útil principalmente en obras de gran importancia (Einstein et al., 1978).

#### 9.2.3. Planificación de las investigaciones in situ

Ante la importancia tanto técnica como económica de las investigaciones in situ resulta esencial llevar a cabo una correcta planificación de las mismas. Sin embargo, la adaptación de un programa general de reconocimientos a un proyecto determinado puede resultar una tarea compleja, y por tanto es necesario considerar una serie de variables cuya influencia en el diseño de las exploraciones puede ser decisiva. Estas variables son:

- Las condiciones geológicas regionales
- La información previa del área
- Los accesos
- El presupuesto.

Entre estas variables destaca la influencia del ambiente geológico y el relieve. De forma esquemática se ilustran estos aspectos en el Cuadro 9.3.

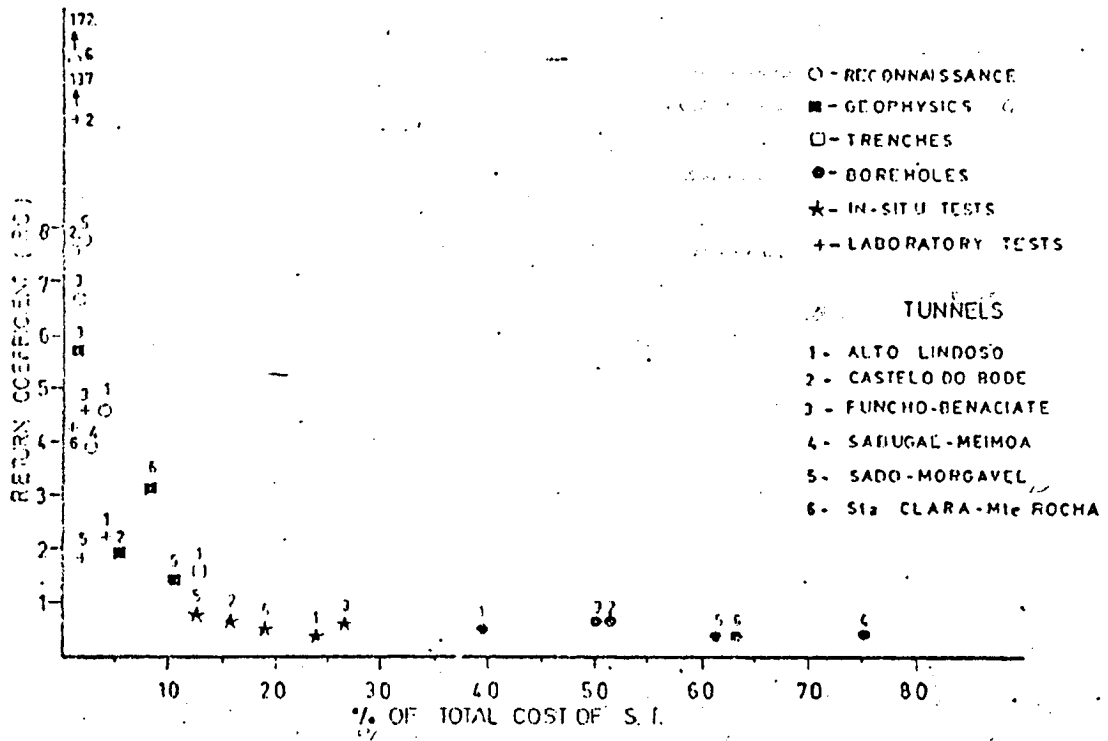


Fig.9.3.- Beneficio/Coste de distintos tipos de reconocimientos in situ y su relación con el tanto por ciento del coste de los reconocimientos (Rodríguez y Oliveira, 1982)

TABLA 9.1.

TECNICA	COEFICIENTE DE RETORNO	COSTE TOTAL RECONOCIMIENTO
Geología	4,0 a 17	5%
Ensayos de laboratorio	2,0 a 13	5%
Geofísica	1,5 a 6	10%
Ensayos in situ	1%	10 - 30%
Sondeos	1%	40 - 80%

TABLA 9.2.- Fases de investigación en los reconocimientos para túneles

FASE	OBJETIVOS	ALCANCE
I - PRELIMINAR Antes del Diseño.	<ul style="list-style-type: none"> <li>. Evaluar la viabilidad.</li> <li>. Selección de trezados.</li> <li>. Propuesta de trezados al ternativos.</li> <li>. Estudio Geológico regional</li> <li>. Detectar riesgos geológicos.</li> <li>. Planificar Fase II.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>. Cubre grandes áreas.</li> <li>. Escalas 1:25,000 a 1:10,000.</li> <li>. El 80% se desarrolla en gabinete y el 20% en campo.</li> </ul>
II - PROYECTO Antes de la construcción.	<ul style="list-style-type: none"> <li>. Estudio detallado del trezado, bocas y accesos.</li> <li>. Previsión y cuantificación de principales problemas constructivos.</li> <li>. Evaluación técnica y económica.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>. Conocimiento Geológico detallado 1:10,000 - 1:1,000.</li> <li>. Investigación principal.</li> <li>. 70% en campo y 30% en gabinete.</li> </ul>
III - CONSTRUCCION Durante la obra.	<ul style="list-style-type: none"> <li>. Confirmar y complementar la Fase II.</li> <li>. Adecuar el proyecto a las condiciones encontradas en la excavación.</li> <li>. Controlar el comportamiento del terreno.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>. Trabajos en el interior del túnel.</li> <li>. 100% en obra.</li> </ul>

Dada la creciente importancia y uso de los métodos empíricos de diseño, la planificación de las investigaciones in situ puede basarse en una serie de criterios acordes con los principios de tales métodos, previamente esbozados. Los criterios que se recomiendan seguir son los siguientes:

- Dividir las investigaciones en varias fases sucesivas de intensidad creciente.
- Desarrollar al máximo las técnicas de geología de superficie.
- Situar las prospecciones en zonas de importancia crucial para:

- \* La interpretación geológica
- \* Identificación y verificación de puntos críticos
- \* Zonas de emboquillamiento y accesos

- Elegir y combinar adecuadamente las distintas técnicas de acuerdo con los siguientes criterios:

- \* Representatividad y complementaridad.
- \* Económicos
- \* Logísticos (accesos, distancias, aprovisionamientos, etc.)

Existe en general un buen acuerdo en lo que se refiere a dividir las investigaciones en varias fases (Fookes, 1967, West et al., 1981). Se admiten tres fases sucesivas correspondientes a crecientes niveles de intensidad, aunque en cualquiera de estas fases se

debe cumplir el siguiente ciclo:

- 1º. Planificar
- 2º. Ejecutar
- 3º. Presentar y almacenar datos
- 4º. Interpretar
- 5º. Informar

Los objetivos y el alcance de cada una de las fases se presentan en la Tabla 9.4., mientras que el desarrollo y contenido de las mismas se muestra en la Tabla 9.5.

#### 9.2.4. Técnicas de investigación

Existen numerosas y cada vez más sofisticadas técnicas de prospección de macizos rocosos para el diseño de túneles. La incorporación y adaptación de técnicas procedentes de la investigación petrolera y minera, aportan aún mayores posibilidades al amplio abanico de los medios disponibles.

La gran mayoría de estas técnicas están descritas en numerosas publicaciones. Sin embargo es conveniente reunir de forma sinóptica los procedimientos más usuales y sus aplicaciones específicas para túneles. Con este propósito se presenta en la Tabla 9.6. una relación de las ventajas e inconvenientes. Dado que la decisión de emplear una técnica determinada puede condicionar a otra, por ejemplo el diámetro del sondeo y su inclinación y posterior uso de las diagráffas geofísicas, es necesario

TABLA 9.3.- Influencia del ambiente geológico y del relieve en la planificación de investigaciones in situ para túneles

AMBIENTE GEOLOGICO Y RELIEVE	CARACTERISTICAS	INFLUENCIA EN LAS INV. IN SITU
Rocas Sedimentarias y metamórficas de origen sedimentario.	Formaciones relativamente uniformes sobre áreas generalmente extensas. Estructuras definidas y estratificadas. Rocas de origen marino generalmente más uniformes y continuas que las de origen continental.	Mayor fiabilidad en la extrapolación e interpretación tanto en planta como en profundidad. Relativamente menor número de prospecciones. Buena utilidad de los sondeos.
Rocas Igneas extrusivas.	Mayor variación litológica que las rocas sedimentarias. Estructura estratiforme.	Relativa fiabilidad en la interpretación entre puntos y en profundidad dependiente del origen, p.e. - rocas basálticas mayor homogeneidad en la extrapolación que en rocas riolíticas. Necesidad de abundantes sondeos. Difícil interpretación de técnicas geofísicas.
Rocas Igneas intrusivas.	Gran variación tanto litológica como en la geometría de los cuerpos intrusivos.	Mayor dificultad para la interpretación y extrapolación que en el resto. Difícil delimitación geométrica de los límites de los cuerpos intrusivos. Buena utilidad de Geofísica (sísmica y gravimétrica)
Sistemas estructurales.	Accidentes tectónicos. Tipo de plegamiento y orogénesis.	Mayor dificultad para la interpretación y extrapolación de estructuras que en formaciones litológicas. Necesidad de sondeos.
Relieve bajo.	Túneles superficiales. Cobertura menor de 100 m.	Bajo coste relativo de sondeos. Buena utilidad de la Geofísica.
Relieve moderado.	Túneles intermedios. Cobertura 100 - 300 m.	Alto coste de sondeos. Inv. in situ dependen de los accesos.
Relieve accidentado.	Túneles profundos. Cobertura mayor de 300 m.	Adversas condiciones para Inv. in situ. Coste muy alto de sondeos. - Accesos muy difíciles. Gran parte de inv. in situ se basan en foto-aérea y Geol. de superficie.

seguir una estrategia bien coordinada en donde la planificación juega un papel decisivo. En la Fig. 9.4. se muestran varios flujos de integración de distintas técnicas y sus resultados.

Las galerías de reconocimiento constituyen un método específico propio de túneles y obras subterráneas. Su utilidad puede estar justificada en túneles de gran longitud o diámetro, o bajo condiciones geológicas muy complejas. La dificultad de acceder por medios convencionales a la información geológica, como ocurre en túneles bajo el agua o con grandes espesores de recubrimientos, puede ser otra razón de peso para recomendar galerías de reconocimiento. En cualquier caso, e independientemente de razones geológicas, los túneles de gran sección o longitud suelen precisar de una galería auxiliar o de avance.

Las principales ventajas frente al elevado coste de las galerías es la posibilidad de observar el terreno directamente y en toda su longitud, pudiendo realizar ensayos in situ, tomar muestras y anticipar los riesgos constructivos debidos a causas geológicas. Por otra parte las galerías de reconocimiento pueden constituir un elemento necesario para acceder a tratamientos del túnel principal durante su construcción, como es el caso de drenajes, inyecciones, o bien como túnel auxiliar para accesos intermedios, ventilación, evacuación de escombros, etc. Los principales ensayos y observaciones geomecánicas que se pueden realizar son los siguientes:

- Estructura geológica, discontinuidades, fallas y litología asociada.
- Condiciones hidrogeológicas y ensayos de permeabilidad in situ.

Tabla 9.4.- Desarrollo de las fases de investigación para túneles

FASE	TAREA	CONTENIDO
I - PRELIMINAR	BIBLIOGRAFIA Y DOCUMENTACION	<ul style="list-style-type: none"> <li>. Topografía y relieve.</li> <li>. Hidrología e hidrogeología.</li> <li>. Mapas geológicos regionales.</li> <li>. Historia Geológica.</li> <li>. Túneles y minas de la región.</li> <li>. Sismicidad.</li> </ul>
	FOTOINTERPRETACION	<ul style="list-style-type: none"> <li>. Teledetección.</li> <li>. Fotogramas en color y blanco y negro.</li> <li>. Técnicas especiales en zonas cubiertas de vegetación.</li> </ul>
	RECONOCIMIENTO DE CAMPO	<ul style="list-style-type: none"> <li>. Geomorfología y estabilidad de laderas</li> <li>. Litología y suelos.</li> <li>. Fallas y estructuras visibles.</li> <li>. Datos hidrogeológicos.</li> </ul>
	EXPLORACION DEL SUBSUELO	<ul style="list-style-type: none"> <li>. Sondeos muy espaciados.</li> <li>. Geofísica (a veces).</li> </ul>
	INTERPRETACION	<ul style="list-style-type: none"> <li>. Mapas y cortes geológicos (1:25,000 - 1:10,000).</li> </ul>
II - PROYECTO	CARTOGRAFIA GEOLOGICA	<ul style="list-style-type: none"> <li>. Litoestratigrafía.</li> <li>. Estructura.</li> <li>. Geomorfología.</li> <li>. Escalas 1:10,000 - 1:1,000.</li> </ul>
	DATOS HIDROLOGICOS-HIDROGEOLOGICOS	<ul style="list-style-type: none"> <li>. Regionales y locales.</li> </ul>
	PROSPECCIONES	<ul style="list-style-type: none"> <li>. Sondeos.</li> <li>. Calicafes.</li> <li>. Geofísica.</li> <li>. Ensayos in situ.</li> </ul>
	INTERPRETACION	<ul style="list-style-type: none"> <li>. Mapas y cortes geológicos. 1:10,000 - 1:1,000</li> <li>. Propiedades geomecánicas.</li> </ul>
	INTEGRACION EN DISEÑO	<ul style="list-style-type: none"> <li>. Comunicación y colaboración con los proyectistas.</li> </ul>
III - CONSTRUCCION	CARTOGRAFIA GEOTECNICA	<ul style="list-style-type: none"> <li>. Cartografía en el interior del túnel.</li> <li>. Galería exploratoria.</li> </ul>
	INSTRUMENTACION	<ul style="list-style-type: none"> <li>. Ensayos.</li> <li>. Control.</li> </ul>
	INTERPRETACION	<ul style="list-style-type: none"> <li>. Comparación con datos de diseño, revisión y ajuste.</li> </ul>
	INTEGRACION EN CONSTRUCCION	<ul style="list-style-type: none"> <li>. Seguimiento e implementación de medidas constructivas y/o correctoras.</li> </ul>

Tabla 9.5.- Técnicas de investigaciones in situ para túneles

TECNICAS Y APLICACIONES	VENTAJAS Y LIMITACIONES
<p><b><u>FOTO INTERPRETACION</u></b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Escalas más útiles: 1:25.000 a 1:2.000</li> <li>- Muy recomendables las fotos en color</li> <li>- Radar-Slar: en zonas de densa vegetación</li> <li>- Térmicas: zonas de fracturación con agua</li> <li>- Infrarrojo: delimitación de características geológicas mal definidas con otras fotos</li> <li>- En general se precisan verificar en el campo, si no su valor es uy relativo</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>-Técnicas rápidas y desarrolladas</li> <li>- Bajo coste relativo</li> <li>- Precisan verificación en campo</li> <li>- Limitaciones en zonas cubiertas de vegetación</li> </ul>
<p><b><u>MAPA GEOLOGICOS DE AFLORAMIENTOS</u></b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Escalas: 1:10.000-1:2.000 - Trazados 1:2.000-1:100 - Bocas, accesos, interior túnel</li> <li>- El corte geológico por el eje del túnel es el principal documento geológico</li> <li>- Incide en el diseño, y puede ser documento contractual. Su resultado es el fruto de una interpretación conjunta de distintos datos, por lo que también conlleva un grado de incertidumbre, el cual debe hacerse constar</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Técnicas muy desarrolladas e imprescindible</li> <li>- Relativamente económicas</li> <li>- Sujetas a distintos grados de incertidumbre (función de la procedencia, representatividad y número de datos)</li> <li>- Esencial realizarlas según adecuados criterios de interpretación estructural</li> <li>- Limitaciones en zonas cubiertas por suelos y vegetación</li> </ul>
<p><b><u>ANALISIS GEOMECANICO DE AFLORAMIENTOS</u></b></p> <p>Datos:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Datos y muestras litológicas</li> <li>- Ensayos de clasificación geomecánica</li> <li>- Análisis estructural de discontinuidades</li> <li>- Grado de meteorización</li> <li>- Datos hidrogeológicos</li> </ul> <p>Análisis:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Estadísticos, lineales, selectivos (superficies, volumétricos).</li> <li>- Representación estereográfica</li> <li>- Estandarización e informatización</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Son necesarios para la aplicación de métodos empíricos de diseño.</li> <li>- Precisan de datos abundantes y representativos</li> <li>- Precisan de adecuados criterios en su obtención e interpretación</li> </ul>
<p><b><u>INVENTARIO DE TUNELES</u></b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Tiene por objeto conocer el comportamiento de túneles de la región excavados en materiales y condiciones semejantes a las del túnel proyectado</li> <li>- Datos a incluir: Corte geológico, Estructura, Clasificación geomecánica de las rocas, bien por datos directo, bien por su comportamiento</li> <li>- Datos geométricos, sostenimiento y problemas de construcción y mantenimiento</li> <li>- Conveniencia de estandarización e informatización de estos datos</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Permite efectuar análisis a posteriori del comportamiento geomecánico-estabilidad y sostenimiento</li> </ul>

TECNICAS Y APLICACIONES	VENTAJAS Y LIMITACIONES
<p><b>SONDEOS</b></p> <p>Objetivos:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Investigar o confirmar problemas geológicos-estructurales, zonas complejas y/o mal conocidas</li> <li>- Obtener datos del testigo, fracturación del macizo y examen del taladro</li> <li>- Obtener muestras y realizar ensayos</li> <li>- Efectuar medidas hidrogeológicas</li> </ul> <p>Equipos:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Rotación (en zonas tricono). Diámetro mínimo NQ (Wire Line)</li> <li>- Sacamuestras en doble o triple tubo, tubo interior partido, wire-line en sondeos profundos</li> <li>- Medidas de desviación</li> </ul> <p>Testificación:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Descripción estandarizada del testigo del sondeo y de los ensayos</li> <li>- Orientación de testigos</li> <li>- Muestreo y ensayos de clasificación</li> <li>- Fotografiado y almacenaje</li> </ul> <p>Situación de los sondeos:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Principalmente en bocas, accesos y zonas complejas geológicamente</li> </ul> <p>Localización:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Al tresbolillo a cada lado del hastial y a 2 radios del eje</li> </ul> <p>Espaciado:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Función de la complejidad, accesos, costes, etc, según Deere:</li> </ul> <p>Prof.excav. &lt; 100 m-cada 30 a 150 m  150 m</p> <p>" " 100-250 m-cada 150-300 m  150-300 m</p> <p>" " &gt; 250 m-cada 300-750 m</p> <p>Número:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Según Deere: mínimo 5 (2 en las bocas y 3 en traza)</li> </ul> <p>Profundidad:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Por lo menos llegar a 1 diámetro por debajo de solera.</li> </ul> <p>Inclinación:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- De forma que intercepten discontinuidades. En general mejor inclinados. Importante medir desviaciones</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Unico medio directo de acceder en profundidad a testigos</li> <li>- Permite efectuar ensayos</li> <li>- Permite pruebas hidrogeológicas</li> <li>- Alto coste</li> <li>- Técnica lenta</li> <li>- Importancia de los accesos</li> </ul>

TECNICAS Y APLICACIONES	VENTAJAS Y LIMITACIONES
<p><b><u>POZOS, GALERIAS Y SONDEOS DE GRAN DIAMETRO</u></b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Utiles para investigaciones de gran detalle en zonas muy conflictivas e importantes</li> <li>- Para ensayos superficiales</li> <li>- No se justifican durante la etapa de diseño</li> <li>- Los túneles piloto y galerías de avance pueden justificarse e incluso ser necesarios en túneles de gran longitud y bajo el agua</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Permiten la observación directa, el muestreo y la realización de ensayos in situ</li> <li>- Técnicas muy costosas y lentas</li> <li>- Permiten la instrumentación, control, drenaje, ventilación, inyecciones, etc., y servicios auxiliares durante la construcción y operación</li> </ul>
<p><b><u>CALICATAS Y ZANJAS</u></b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Utiles en zonas de bajo recubrimiento</li> <li>- Detección de contactos litológicos</li> <li>- Ejecución de ensayos in situ</li> </ul>	
<p><b><u>PROSPECCION GEOFISICA DESDE SUPERFICIE</u></b></p> <p>Eléctrica:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Detección de fracturas, acuíferos y paleocanales. En general poca utilidad</li> </ul> <p>Sísmica de refracción:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Detección de contactos roca sana-meteorizada, ripabilidad, módulos de deformación. Penetración dependiente de energía fuente</li> </ul> <p>Petite sísmique:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Módulos de deformación. Escaso desarrollo tecnológico</li> </ul> <p>Alta resolución:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Escasa utilidad debido al alto coste</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Necesita contrastar resultados con otros datos de campo y ensayos</li> <li>- Necesidad de adecuada interpretación geológica</li> <li>- Generalmente técnicas rápidas y relativamente costosas</li> </ul>
<p><b><u>ENSAYOS EN EL INTERIOR DE SONDEOS</u></b></p> <p>Estudio discontinuidades:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Periscopios, TV, fotos, orientación testigos, caliper, buzómetros, réplicas, etc.</li> <li>- Ensayos de deformabilidad:</li> <li>- Dilatómetros extensómetros, etc. (Ver tabla 9.6)</li> </ul> <p>Ensayos geofísicos:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Diagrafías. Sísmica Down Hole y Cross Hole</li> </ul> <p>Ensayos hidrogeológicos:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Lugeon, Lefranc, Piezometría, muestreo de agua, etc.</li> </ul> <p>Tensiones residuales:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Hidrofracturación y técnicas de reperforación</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Observación directa o indirecta discontinuidades y su observación</li> <li>- Técnicas muy sofisticadas, poco accesibles y muy costosas, en general</li> <li>- Muy útiles particularmente dilatómetros. Necesitan especificaciones concretas sobre el traslado del sondeo</li> <li>- Accesibles; costes relativamente altos</li> <li>- Muy útiles y recomendables. Rápidas precisan adecuada interpretación geomecánica</li> <li>- Accesibles y costes relativamente bajos</li> <li>- Muy generalizadas y necesarias</li> <li>- Rápidas y bajo coste a profundidad</li> <li>- Costosas y poco accesibles</li> </ul>



TECNICAS Y APLICACIONES	VENTAJAS Y LIMITACIONES
<p><b>ENSAYOS EN AFLORAMIENTOS, GALERIAS Y ZANJAS</b></p> <p>Resistencia y deformabilidad:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Corte, carga, etc.</li> </ul> <p>Tensiones residuales:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Técnicas de reperforado en afloramientos</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Muy poco usadas en los estudios para el proyecto</li> <li>- Alto coste</li> <li>- Fácil ejecución y bajo coste</li> <li>- No cuantifican la magnitud de los esfuerzos</li> </ul>

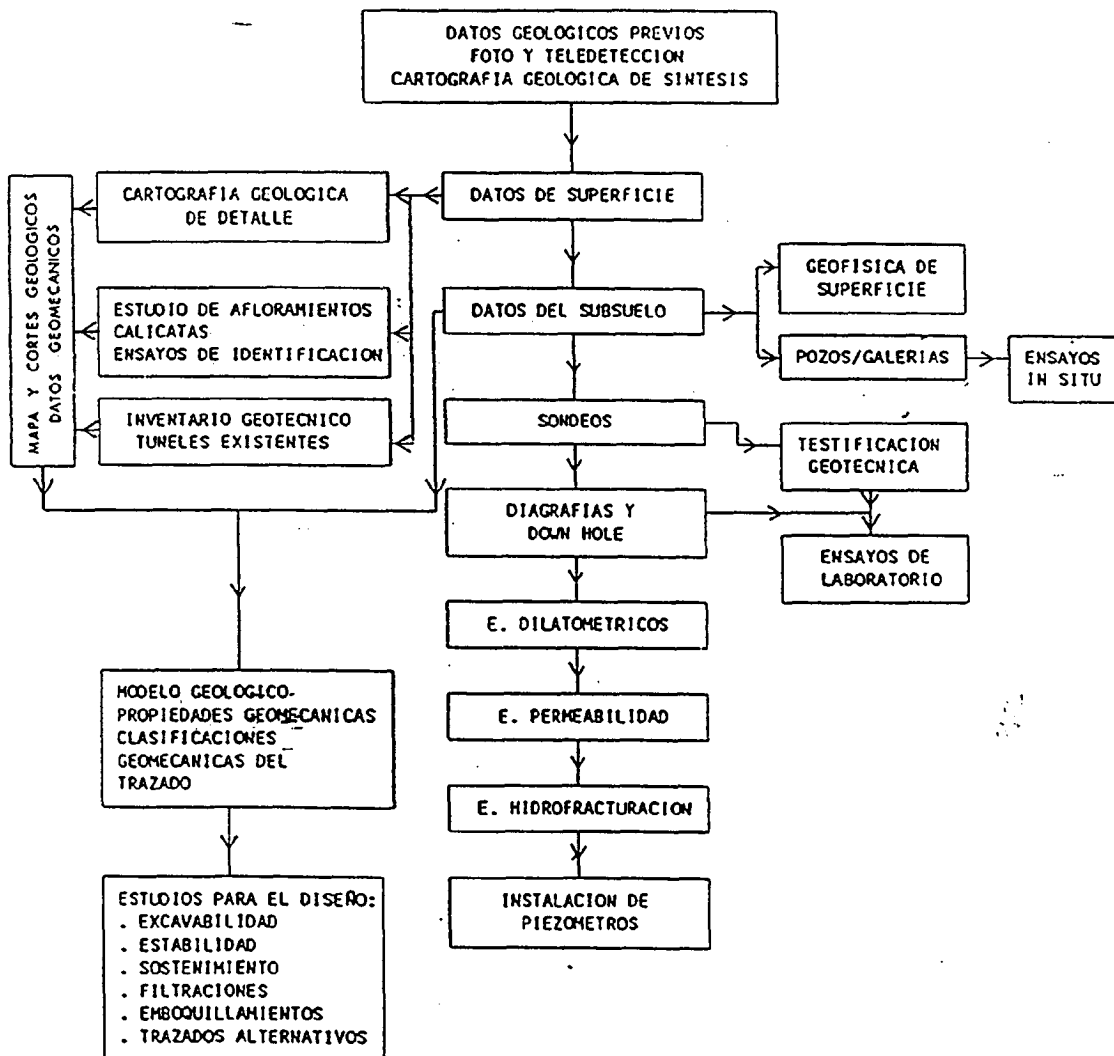


Fig. 9.4.- Integración de técnicas de investigación para túneles

TABLA 9.6.- Propiedades geomecánicas determinadas mediante ensayos en el interior de sondeos, y su grado de correlación

TIPO DE ENSAYO	DEFORNABILIDAD	DEFORNACION	RESISTENCIA	FRACTURAS					DENSIDAD	POROSIDAD	PERMEABILIDAD	TEMPERATURA	GASES
				ESPACIADO	TIPO	SEPARACION	RELLENO	ORIENTACION					
DILATOMETRO	3	0	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0
GATO (DORENO, JACK)	2	0	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
PENETROMETRO	1	3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
EXTENSOMETRO	1	3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
INCLINOMETRO	1	3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
CALIPER	1	0	2	2	0	2	2	0	0	0	1	0	0
DIJONMETRO (DEEP METER)	1	0	2	2	0	2	2	0	0	0	1	0	0
PERISCOPIO	1	0	1	3	1	3	1	3	0	1	1	0	0
CAMARA FOTOS	1	0	1	3	1	3	1	3	0	1	1	0	0
TV	1	0	1	3	1	3	1	0	0	1	1	0	0
VP Y VS	2	0	2	1	0	0	0	0	1	0	0	0	0
V. SONICA	2	0	1	1	0	0	0	0	1	1	1	0	0
SEISYIEWER	1	0	1	2	0	2	1	2	1	1	1	0	0
RESISTIVIDAD	1	0	1	1	0	0	1	0	1	2	2	0	0
GAMMA-GAMMA	0	0	0	1	0	0	1	0	2	1	1	0	0
POTENCIAL ESP.	0	0	1	0	0	0	0	0	1	1	2	0	0
TERMICA	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2	0
PERMEABILIDAD (PACKER)	0	0	0	1	0	1	1	0	0	1	2	0	0
FLUJO (FLOW METER)	0	0	0	1	0	1	1	0	0	0	2	0	0
NIVEL DE AGUA	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0
PIEZOMETRO	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0
GASES	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	3

0 - SIN CORRELACION ENTRE ENSAYO Y PARAMETRO  
1 - ALGUNA CORRELACION ENTRE ENSAYO Y PARAMETRO  
2 - CORRELACION DIRECTA ENTRE ENSAYO Y PARAMETRO  
3 - MEDIDA DIRECTA DEL PARAMETRO

- Datos sobre resistencia, perforabilidad y arranque
- Obtención de muestras y ensayos in situ de resistencia y deformabilidad
- Medidas de tensiones in situ
- Pruebas sobre tratamientos del terreno: inyecciones, drenajes, consolidaciones, etc.
- Instrumentación geotécnica (deformaciones,

convergencias, presiones, etc.).

La situación de la galería de reconocimiento debe ser fijada en función de su uso posterior y de los problemas geológicos que traten de investigarse. Existe diversidad de opiniones sobre su óptima localización. En general, se recomienda que estén situadas en la clave o cerca de ella. Por otro lado, una incorrecta

implantación puede ser muy perjudicial pues provoca la decompresión del macizo, además de actuar como un dren que afecta a los niveles freáticos.

### 9.2.5. Presentación de datos geológico-geotécnicos

Una vez analizada e interpretada la información obtenida en los trabajos de reconocimiento esta se recoge en el estudio geológico-geotécnico del túnel, cuyos principales objetivos son los siguientes:

- Selección del trazado, en su caso
- Emplazamiento de boquillas y accesos intermedios
- Condiciones geológicas del trazado
- Identificación de los puntos singulares o zonas con mayores problemas geológicos
- Condición de estabilidad de la excavación
- Método de excavación y medidas de sostenimiento
- Tratamientos geotécnicos del terreno

En la fig. 9.5. se muestra un ejemplo de presentación de datos geomecánicos. Como orientación al contenido del estudio, este debe incluir los siguientes apartados:

- Condiciones litológicas del trazado
  - . Litología
  - . Estructura y diaclasamiento
  - . Principales accidentes tectónicos: fallas, cabalgamientos, diques, etc.
  - . Situación sismotectónica: fallas activas y máximos terremotos previsibles
  - . Esfuerzos tectónicos de máxima acumulación de tensiones tectónicas y orientación de los esfuerzos tectónicos
- Características hidrogeológicas:
  - . Situación y características de los acuíferos
  - . Niveles freáticos y piezométricos
  - . Propiedades hidráulicas de los acuíferos y red de flujo (permeabilidad, transmisividad y capacidad de almacenamiento)
  - . Presión, caudal y velocidad de flujo máximo previsible
  - . Zonas singulares: surgencias, problemas de karstificación y disolución, fallas o contactos litológicos, etc.
- Caracterización geomecánica:
  - . Incidencia litológica y estructural (naturaleza litológica, meteorización, fracturación y fallamiento)
  - . Estado tensional y acciones sísmicas
  - . Condiciones hidrogeológicas

- . Clasificación geomecánica del macizo rocoso
- . Propiedades geotécnicas de la matriz y del macizo rocoso
- . Sectorización geomecánica y puntos singulares del trazado

- Condiciones geotécnicas para el proyecto y construcción:

- . Condiciones de estabilidad
- . Sistema de sostenimiento
- . Boquillas y accesos intermedios
- . Tratamientos del terreno (drenaje, impermeabilización, inyección, consolidación, etc.)
- . Problemas especiales: temperaturas y gases
- . Investigaciones complementarias recomendadas
- . Recomendaciones durante la construcción: instrumentación y seguimiento geológico-geotécnico.

### 9.3. INFLUENCIA DE LAS CONDICIONES GEOLOGICAS Y GEOMECANICAS EN UNA EXCAVACION SUBTERRANEA

Al excavarse un macizo rocoso se pueden producir tres tipos de efectos básicos que dan lugar a la pérdida de resistencia del macizo y por tanto a problemas de estabilidad. Estos efectos son:

- Desplazamiento de rocas hacia el interior de la excavación (bloques, cuñas o extracción de roca)
- Orientación desfavorable de las tensiones naturales con respecto al eje de la excavación
- Flujo de agua hacia el interior de la excavación

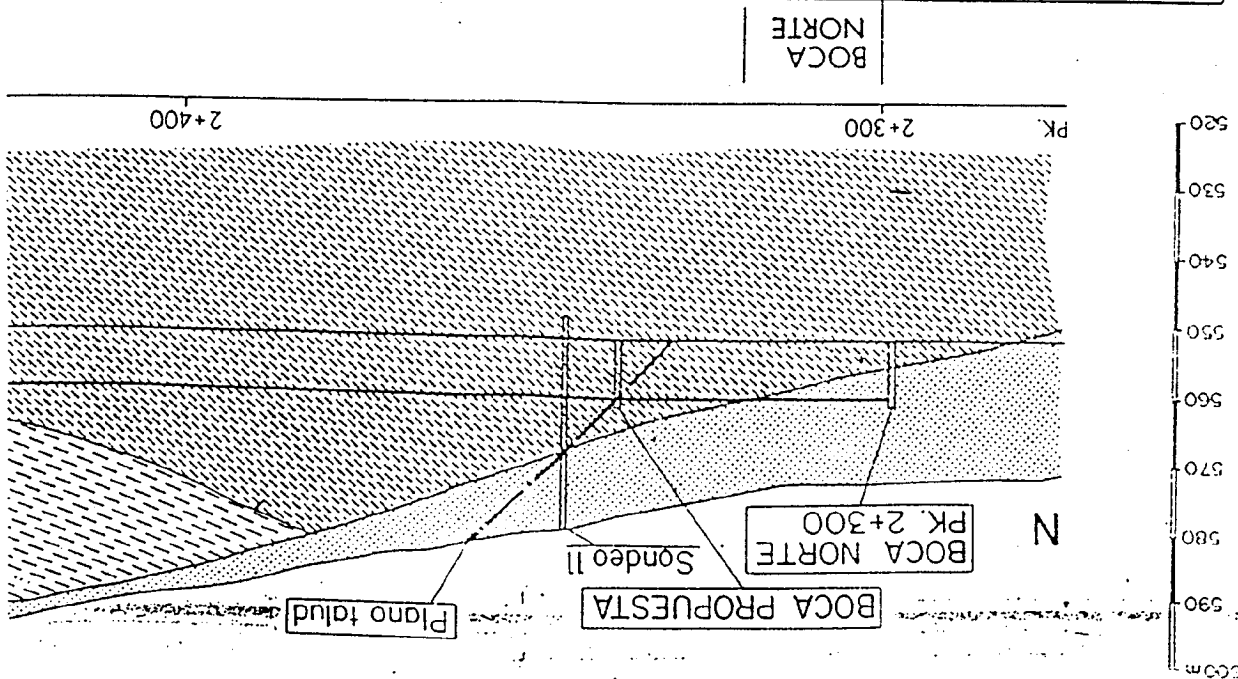
La causa de estos efectos está directamente relacionada con los siguientes factores geológicos:

- Estructura geológica
- Discontinuidades
- Resistencia de la roca matriz
- Filtraciones
- Tensiones naturales

#### 9.3.1. Estructura geológica

La estructura geológica es el factor que probablemente influye más en la estabilidad de una excavación subterránea. Su incidencia viene determinada por la disposición geométrica de los distintos niveles estratigráficos con respecto al eje del túnel, según alguno de los siguientes modelos:

- Intersecciones de la estructura con la sección del túnel (Fig. 9.6).
- Orientación de la dirección de la estratificación



TRAMO	LONGITUD (M)	LITOLOGIA	Clasificación SRC Geomecánica (RMR)	Parámetros de diseño				ESTABILIDAD	EXCAVACION	LONGITUD DE PASE	SOSTENIMIENTO	TRATAMIENTOS ESPECIALES
				Qc - Macizo KPa	E - Macizo GPa	C - Discont. Tn/m <sup>2</sup>	∅ - Discont. grados					
①-1	20	Calizas tabeadas muy fracturadas.	21 - IV - Mala	< 66	2 - 4	0 - 5	20 - 25	45	Idem T-2	< 1,5m	B-4m CyH / M-2 en CyH / T-1/m / HP=20 CyH	
①-2	116	Calizas tabeadas muy fracturadas.	31 - IV - Mala	> 66	2 - 4	0 - 5	20 - 25	35	Galera en clave y destroza. Mixto - Explosivos y pala.	< 1,5m	B-1,5 CyH / M-2 CyH / T-1.5/m / HP-20 CyH	OCCASIONAL-VEASE TEXTO

Fig. 9.5.- Ejemplo de presentación de datos geomecánicos para túneles

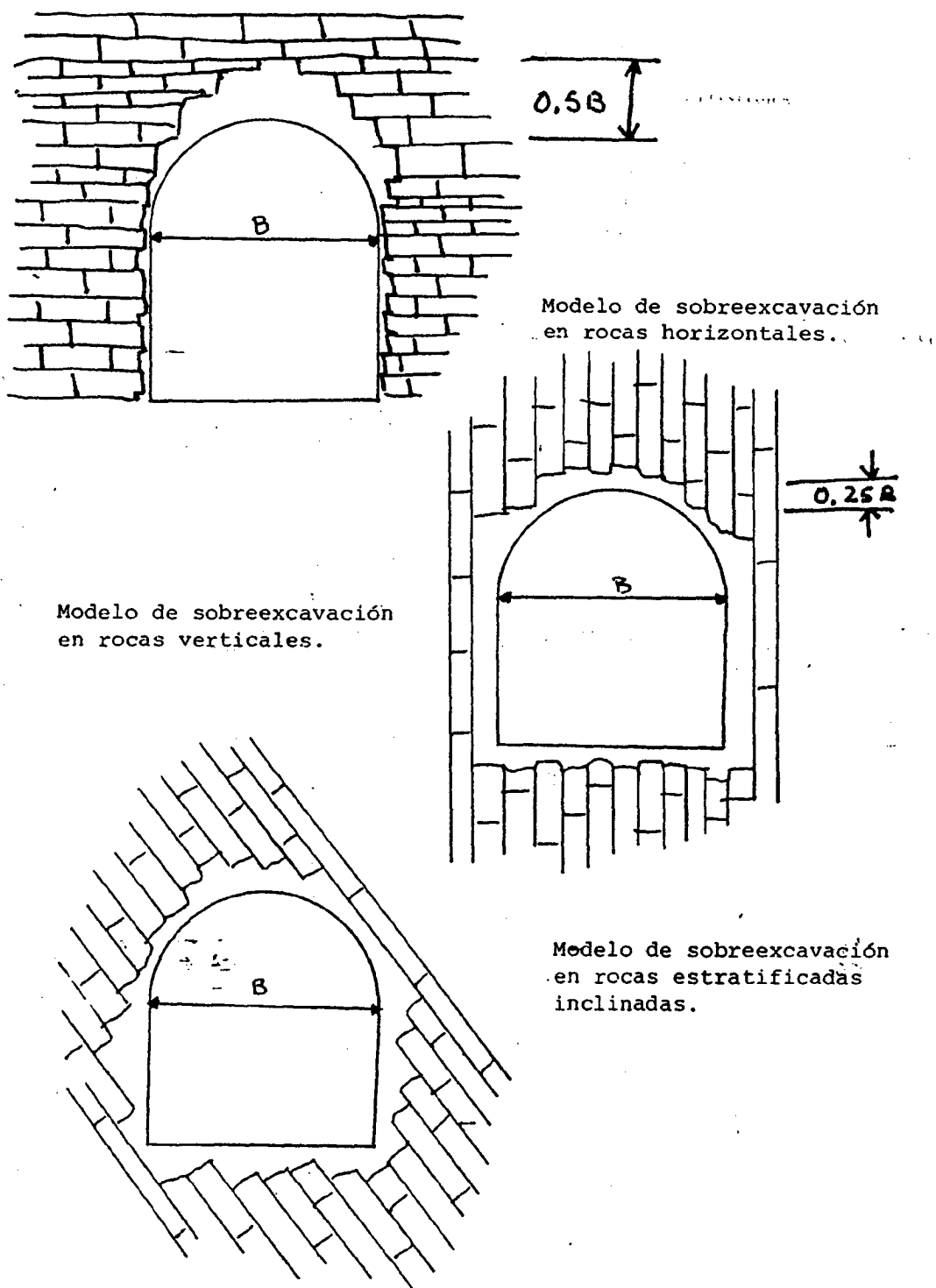


Fig. 9.6.- Modelo de intersección de rocas estratificadas en la sección de un túnel

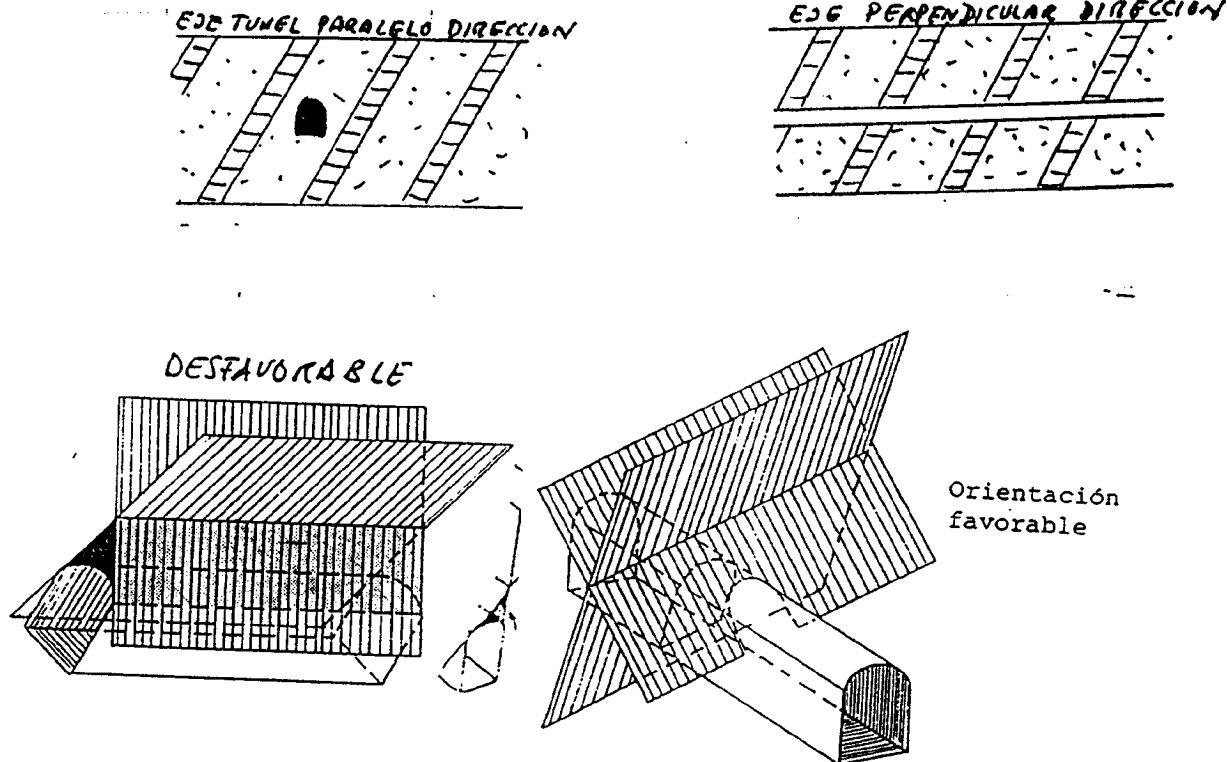


Fig. 9.7.- Orientación de la dirección de una excavación con respecto a las principales discontinuidades

- con el eje del túnel (Fig. 9.7).
- Intersección de rocas plegadas con respecto al eje del túnel (Fig. 9.8).
- Influencias de la orientación de la estratificación sobre la sobre-excavación y estabilidad.
- Influencias del plegamiento en la estabilidad, filtraciones y presiones sobre el túnel.

9.3.2. Discontinuidades

La orientación y características de las discontinuidades constituyen, junto a la estructura geológica, los factores que determinan la geometría de la intersección del túnel con el macizo rocoso circundante. Su importancia es fundamental pues incide directamente sobre el tipo de roturas y, por tanto, en los problemas de estabilidad, además de la distribución de tensiones y filtraciones. La mayoría de los problemas de excavación están relacionados con la intersección de discontinuidades, principalmente fallas y cabalgamientos.

La investigación geológica debe enfocarse hacia los siguientes aspectos:

- Identificación de fallas, cabalgamientos, discordancias, contactos mecanizados y contactos entre litologías diferentes.
- Estudios de discontinuidades, diaclasas, esquistosidad, planos de estratificación y

fracturas, atendiendo a su tipo genético, orientación, espaciado y continuidad.

La incidencia del espaciado depende de la sección del túnel, pudiendo expresarse en función del espaciado relativo, que viene dado con la relación entre el espaciado medio y diámetro del túnel. Por otro lado en las zonas de fallas y de gran fracturación deben estudiarse los siguientes aspectos:

- Tipo de rellenos y milonitos
- Espesor del relleno
- Transmisibilidad hidráulica
- Características de plasticidad y expansividad del relleno si se trata de materiales arcillosos.

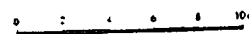
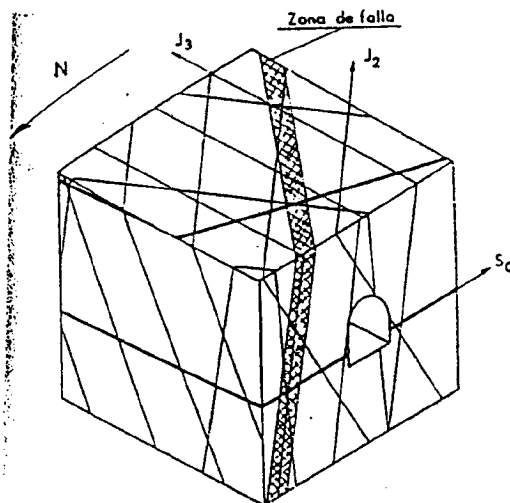
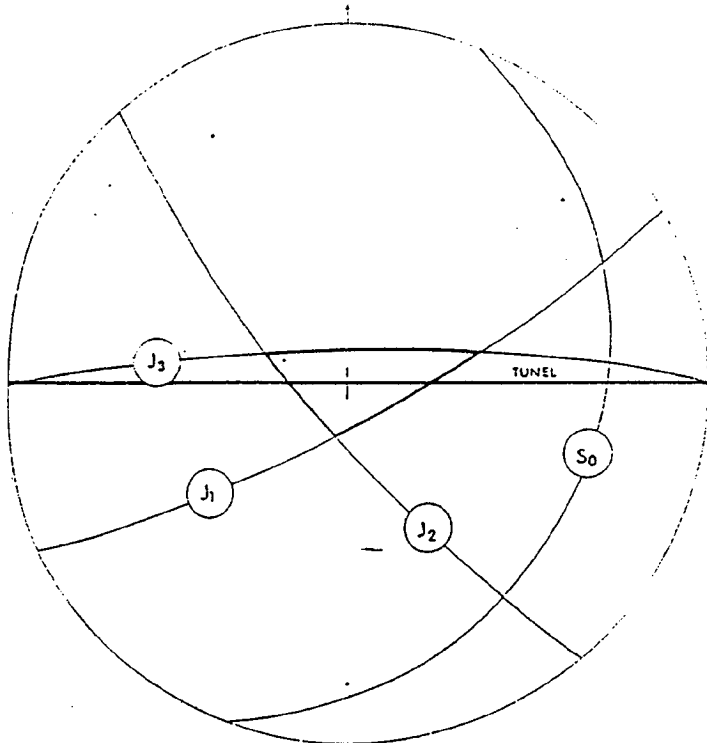
En las Figs. 9.9 y 9.10 se muestran ejemplos de la incidencia de las discontinuidades en relación con los túneles.

9.3.3. Resistencia de la matriz rocosa

La influencia de la resistencia uniaxial de la matriz rocosa en la estabilidad de las excavaciones puede expresarse en función de la relación entre dicha resistencia y la presión de recubrimientos, definiendo así el factor de competencia (Fc).

$$F_c = \frac{\sigma_c}{\gamma H}$$





RCD<sub>falla</sub> = 65 - 70%

J<sub>v</sub> =

	Dir.	Buz.	Buz.
S <sub>0</sub> =	110		20
J <sub>1</sub> =	151		76
J <sub>2</sub> =	229		76
J <sub>3</sub> =	359		80
Zona de falla =	45		80

SECCION TRANSVERSAL A COTA DE TUNEL

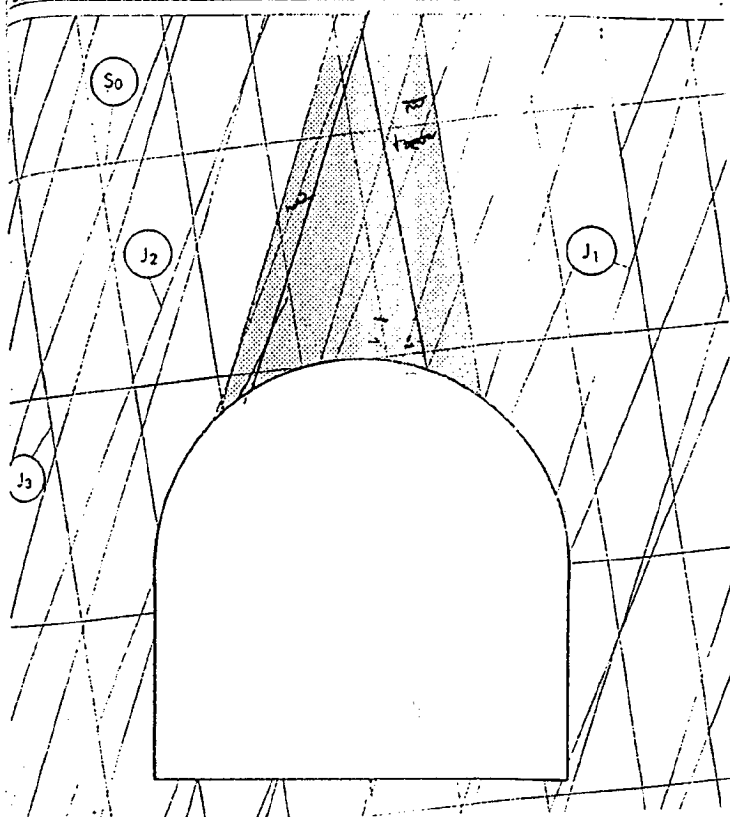
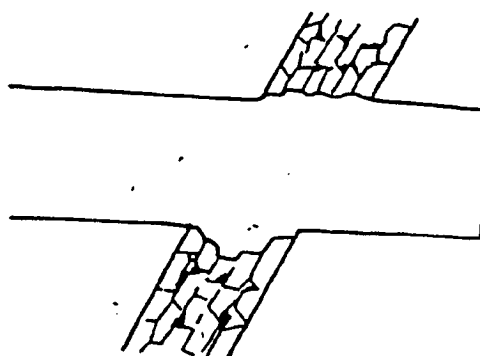
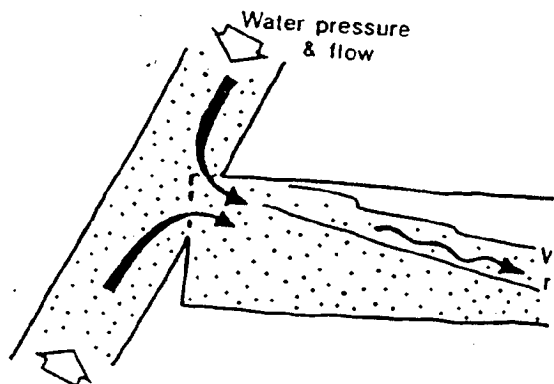


Fig. 9.9.- Influencia de las discontinuidades en la estabilidad de una excavación



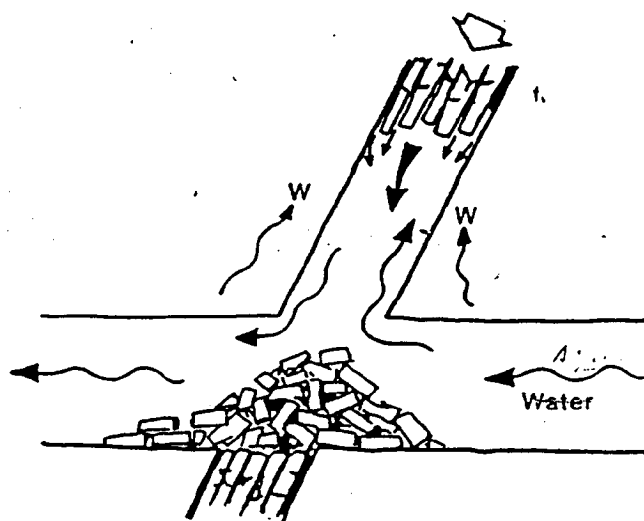
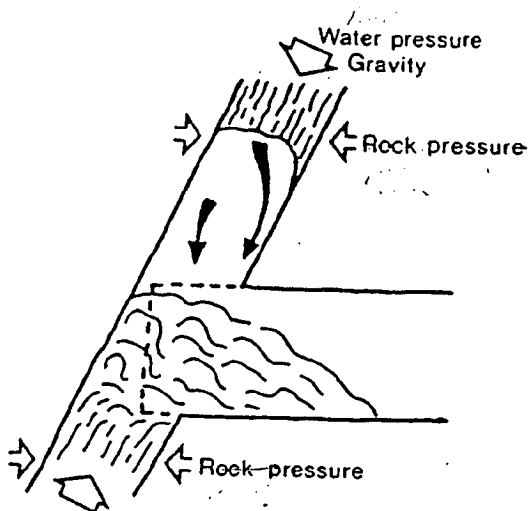
A. MATRIZ FLUYENTE

C. MATRIZ ESTABLE



B. MATRIZ REPTANTE

D. MATRIZ SEUDOESTABLE



E. SITUACIÓN DE UNA FALLA EN RELACION A UN TUNEL

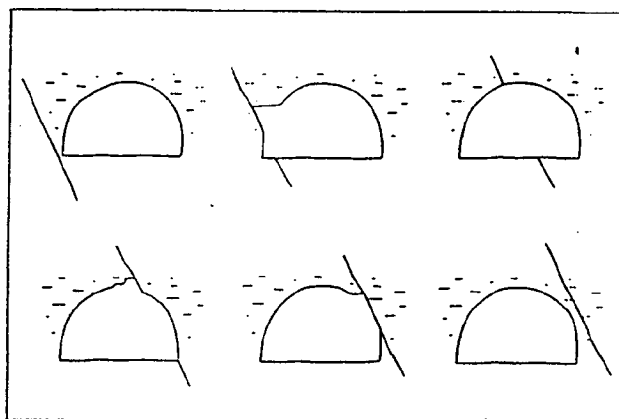


Fig. 9.10.- Influencia de las fallas en la estabilidad de un túnel (Hansen y Marna, 1988)

## 9/20 INGENIERIA GEOLOGICA EN TUNELES

- Modelo de flujo
- Estimación de los caudales previsible y su presión, delimitación de zonas de mayor aporte de agua
- Temperatura y agresividad del agua
- Recomendaciones sobre posibles medidas de drenaje e impermeabilización
- Previsión de posibles problemas derivados del drenaje: subsidencia, agotamiento de acuíferos, etc.

Los trabajos de reconocimiento más característicos se indican en el Cap. 6, que en resumen son los siguientes:

- Ensayos de permeabilidad en sondeos (de sondeos, de inyección tipo Lugeon, de absorción, Lefranc, etc.).
- Investigación con inyección de trazadores isotrópicos
- Mediciones piezométricas.

### 9.3.5. Tensiones naturales

Las tensiones actuantes sobre una excavación subterránea pueden ser de dos tipos:

- Previas a la excavación: tensiones naturales:
  - tectónicas (activas y paleotectónicas)
  - gravitacionales: peso de recubrimientos, relieve, levantamientos, erosión, etc.
  - térmicas: cambios de temperatura
  - físico-químicas: fuerzas intersticiales.
- Posteriores a la excavación: tensiones inducidas como consecuencia de la redistribución tensional originada por la apertura de la excavación, las cargas que soportaban las rocas excavadas se distribuyen sobre el macizo. Esta redistribución produce las tensiones inducidas.

Los parámetros tensionales a determinar son los siguientes:

- Distribución de las tensiones y su orientación
- Magnitud de las tensiones: valores de  $\sigma_1$ ,  $\sigma_2$  y  $\sigma_3$ .

Estos parámetros se pueden medir por medio de los siguientes métodos:

- Métodos geológicos: orientación de esfuerzos tectónicos, análisis estructurales y mecanismos focales.
- Métodos empíricos: Relaciones  $\sigma_h/\sigma_v$ , determinadas estadísticamente en cada país; Regla de Heim (1912).  $\sigma_h \approx \sigma_v$ , en principio válida para rocas blandas y como una primera

aproximación a partir de profundidades superiores a los 500 mts.

- Métodos directos: relajación por reperfusión (doorstoper y célula triaxial), Hidrofracturación en sondeos.

- Teoría de la elasticidad, de muy limitada aplicación pues en muchos casos  $\sigma_h > \sigma_v$ , ya que además de la deformación elástica hay deformación plástica y otras. Según la teoría de la elasticidad, y de acuerdo con Terzaghi y Richart (1952):

$$\sigma_v = \gamma \cdot H$$

siendo  $\gamma$  la densidad natural y H el espesor de recubrimientos.

$$\sigma_h = \sigma_v \cdot x \frac{\nu}{1 - \nu}$$

siendo  $\nu$  la relación de Poisson, que en un medio elástico es aproximadamente 0.25, por lo que

$$\sigma_h = \frac{1}{3} \sigma_v$$

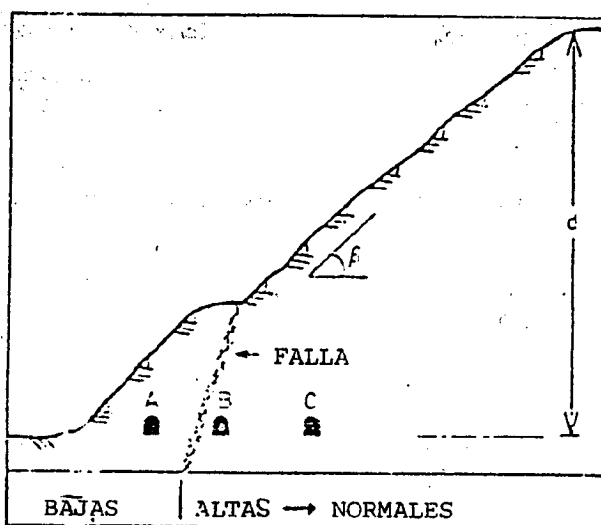
En muchas regiones se encuentran estados tensionales anisotrópicos, excediéndose la tensión máxima horizontal a la vertical. Las causas de esta anisotropía pueden ser:

- Esfuerzos tectónicos residuales
- Esfuerzos tectónicos actuales (neotectónicos)
- Zonas de concentración de esfuerzos: fallas, diques, etc.
- Tensiones residuales elevadas: efectos morfológicos, levantamiento, erosión, efecto de glaciaciones, etc.

Una de las causas más frecuentes de anisotropía tensional se produce por causas geomorfológicas en valles profundos en donde el efecto topográfico es muy acusado. Este tipo de relieve es muy característico de los aprovechamientos hidroeléctricos y túneles de montaña (fig. 9.11).

Los casos en los que más frecuentemente se han medido tensiones naturales importantes son:

- Laderas de valles con profundidades de más de 400 m y pendientes superiores a 25°.
- Laderas de valles excavados en rocas blandas con profundidades superiores a los 300 m.
- Sin embargo, en laderas en rocas muy duras con valles de hasta 800 m de profundidad las



- A.- Zona decomprimida - sin riesgo de golpes de roca (rock bursting)
- B.- Tensiones muy anisotrópicas. Alto riesgo de golpes de roca
- C.- Tensiones normales de acuerdo con topografía. Bajo riesgo de golpes de roca

Fig. 9.11.- Ejemplo de estado tensional para una excavación subterránea en un valle afectado por una falla (Selmer-Olsen, 1977)

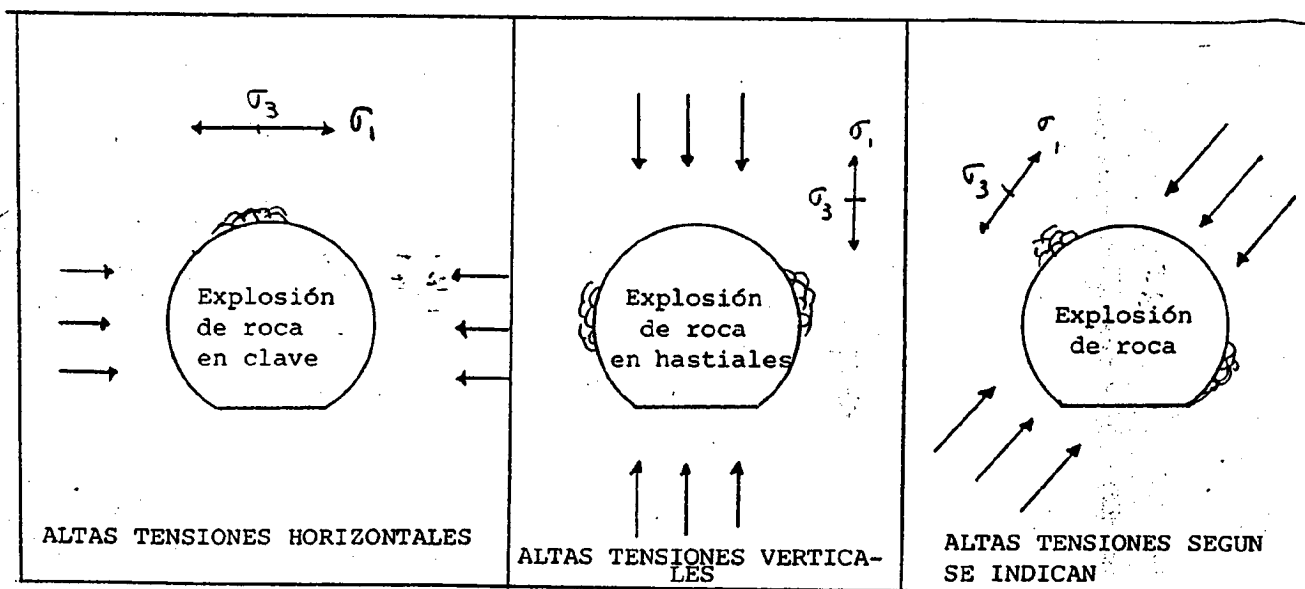


Fig. 9.12.- Relación entre dirección de esfuerzos y explosiones de rocas (Myrvang, A.M., 1976)

tensiones han sido relativamente pequeñas.

Por otro lado y como consecuencia extrema del efecto de las tensiones pueden darse las llamadas explosiones o golpes de roca (rock burst), lajeo (rock spalling), etc., que en algunos casos han provocado numerosos accidentes (minas profundas de Africa del Sur, túneles muy profundos, etc.). En la Fig. 9.12 se presenta un ejemplo de la anisotropía tensional y sus posibles efectos.

#### 9.4. CLASIFICACIONES GEOMECAICAS DE MACIZOS ROCOSOS APLICADAS A TUNELES

##### 9.4.1. Introducción

Las clasificaciones geomecánicas son sistemas empíricos en los que se integran distintos factores geológicos y propiedades geomecánicas para evaluar el comportamiento de un macizo rocoso con fines de excavación. Mediante descripciones cualitativas y semicuantitativas y una formulación paramétrica de índices de calidad, se llegan a establecer ciertas categorías de roca que describen un comportamiento geomecánico al que se le puede asociar determinadas propiedades, a incluso correlacionar con parámetros de diseño y elementos de sostenimiento de acuerdo siempre con criterios empíricos. Sus principios generales consisten en los siguientes:

- Se basan en relaciones empíricas, observaciones y experiencias.
- Utilizan parámetros de sencilla identificación.
- Son fáciles y rápidas de aplicar.
- Se han desarrollado principalmente a partir de la década de los 70 y han adquirido una gran difusión.
- Han sido ampliamente contrastadas y su utilidad es indiscutible, aunque para su empleo deben tenerse en cuenta sus limitaciones.
- La mayoría de ellas han sido concebidas para describir cuantitativamente los macizos rocosos y no como procedimientos de diseño. Sin embargo, las clasificaciones más recientes se consideran ya como métodos empíricos de diseño.

Entre las distintas clasificaciones propuestas hasta el presente, se destacan las siguientes: Terzaghi (1946), Lauffe (1958), Deere et al (1979), Wickham et al (1972), Bieniawski (1973) y Barton et al (1974). Sus principales características son resumidas en el Cuadro 6. De ellas solamente las tres últimas proporcionan procedimientos cuantitativos aplicables a los modernos sistemas de sostenimiento y construcción de túneles. Dichos métodos parten de la combinación de algunos de los siguientes parámetros del macizo rocoso:

- Resistencia del material rocoso

- RQD
- Espacio de discontinuidades
- Orientación de discontinuidades
- Condiciones de las discontinuidades (continuidad, separación, rugosidad, meteorización y relleno)
- Estructura geológica y fallas individualizadas
- Filtraciones
- Estado tensional

##### 9.4.2. Clasificación geomecánica RMR

Desarrollada en Suráfrica a partir de cuarenta y cinco túneles por Bieniawski en 1973, y posteriormente revisada por el mismo autor en 1976 y 1979. Constituye un sistema de clasificación de macizos rocosos que permite a su vez relacionar índices de calidad con parámetros de diseño y de sostenimiento. Esta clasificación tiene en cuenta los siguientes parámetros geomecánicos:

- Resistencia uniaxial de la matriz rocosa
- Grado de fracturación en términos del RQD
- Espaciados de las discontinuidades
- Condiciones de las discontinuidades
- Condiciones hidrogeológicas
- Orientación de las discontinuidades respecto a la excavación.

La incidencia de estos parámetros en el comportamiento de la excavación se expresa por medio de un índice de calidad denominado Rock Mass Rating - RMR - que varía de 0 a 100.

Para aplicar la clasificación geomecánica RMR se divide el macizo rocoso a lo largo del eje del túnel, en un número de tramos que presenten características geológicas más o menos uniformes de acuerdo con medidas hechas en campo según se indica en la Tabla 9.7. La obtención del índice RMR se presenta en la Tabla 9.9.

Una vez obtenidas las puntuaciones resultado de aplicar los cinco parámetros de clasificación, se efectúa la corrección por orientación de discontinuidades y se obtiene un valor numérico con el que se entra en la clasificación. Esta clasificación distingue cinco clases de roca y sus correspondientes índices RMR. El significado geotécnico se expresa en el cuadro de las características geotécnicas (Tabla 9.4), en donde se incluye la cohesión, rozamiento interno y estabilidad.

##### 9.4.3. Sistema Q

Desarrollado en Escandinavia a partir de doscientos casos de excavaciones subterráneas, por Barton, Lien y Lunde en 1974, constituye un sistema de clasificación de macizos rocosos, que permite

**TABLA 9.7.- Principales sistemas de clasificación de masas rocosas aplicados al diseño de excavaciones subterráneas**

SISTEMA DE CLASIFICACION	PARAMETROS DE CLASIFICACION	APLICACIONES AL DISEÑO	AMBITO DE APLICACION	OBSERVACIONES
TERZAGHI (1946, USA)	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Tipo de roca</li> <li>- Naturaleza expansiva</li> <li>- Estado de fracturación</li> <li>- Dimensiones y profundidad</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Entibación metálica</li> <li>- Presión sobre entibación</li> </ul>	Túneles	Muy empleado durante más de 35 años. Muy útil para el diseño de soportes metálicos. Inadecuado para métodos modernos en base a bulones y gunita. Sistema cualitativo
LAUFFER (1958, Austria)	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Establece el concepto del "active span" o distancia entre el frente y la entibación; y el de "stand-up-time" o período que el túnel permanece estable sin soportes</li> <li>- Tipo de roca</li> <li>- Estado de fracturación</li> <li>- Presión de rocas sobre entibación</li> <li>- Período de actuación del efecto arco</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Gunitado y bulones</li> <li>- Entibación metálica</li> </ul>	Túneles	Insuficiente casuística para su generalización acerca de medidas de sostenimiento. Insuficiente definición de la calidad del macizo. Su interpretación se base en gran parte en el juicio de quien lo utiliza. Actualmente en desuso
DEERE et al. (1970, USA)	<ul style="list-style-type: none"> <li>- RQD (Rock quality designation)</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Principalmente entibación metálica</li> </ul>	Túneles	- Simple y práctico, pero el RQD no es un parámetro suficiente. No tiene en cuenta la orientación de discontinuidades, su continuidad y el relleno
WICKHAM et al (1972. USA)	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Establece el concepto del RSR (Rock Structure rating)</li> <li>- Tipo de roca</li> <li>- Estructura geológica</li> <li>- Espaciado de discontinuidades</li> <li>- Propiedades matriz rocosa</li> <li>- Meteorización</li> <li>- Filtraciones</li> <li>- Dimensiones, dirección y método de excavación del túnel</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Principalmente entibación metálica aunque se dan indicaciones para bulones y gunita</li> <li>- Presión sobre entibación metálica</li> </ul>	Túneles	- Introduce por primera vez una clasificación basada en valores numéricos para dar peso relativo a los distintos parámetros. No es recomendable para bulones y gunita.
BIENIAWSKI (1973, Africa del Sur)	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Establece el concepto de RMR (Rock mass rating)</li> <li>- Resistencia del material</li> <li>- RQD</li> <li>- Espaciado de discontinuidades</li> <li>- Orientación de discontinuidades</li> <li>- Condiciones discontinuidades</li> <li>- Filtraciones</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Sistemas combinados de gunita, bulones, mallazo y cerchas metálicas</li> </ul>	Túneles Galerías mineras	- Aplicable a partir de datos de campo, superficie o de sondeos. Cuantitativo, simple y fácil de aplicar. Su empleo para cimentaciones y taludes no está aún reconocido. Aplicable a minería. Permite el diseño del sostenimiento de túneles

SISTEMA DE CLASIFICACION	PARAMETROS DE CLASIFICACION	APLICACIONES AL DISEÑO	AMBITO DE APLICACION	OBSERVACIONES
BARTON et al. (1974, Escandinavia)	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Establece el concepto del Q-System</li> <li>- <math>RQD//Q = RQD/Jn \times Jr/Sax</math></li> <li>- <math>Jw/SRF</math></li> <li>- Número de discontinuidades (Jn)</li> <li>- Rugosidad de discontinuidades (Jr)</li> <li>- Alteración de discontinuidades (Ja)</li> <li>- Filtraciones (Jw)</li> <li>- Estado tensional (SRF)</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Sistemas combinados de gunita, bulones, mallazo y cercha metálicas</li> <li>- Presión sobre la entibación</li> </ul>	Túneles Cavernas	- Sistema cuantitativo que permite el diseño del sostenimiento de túneles y cavernas

establecer sistemas de sostenimientos para túneles y cavernas.

El sistema Q está basado en una evaluación numérica de seis parámetros que definen el índice Q. Este índice viene dado por la siguiente expresión:

$$Q = \left(\frac{RQD}{Jn}\right) \times \left(\frac{Jr}{Ja}\right) \times \left(\frac{Jw}{SRF}\right)$$

donde:

- Jr = índice de rugosidad de las juntas
- Jn = índice de alteración que indica la alteración de las juntas
- Ja = coeficiente reductor por la presencia del agua
- SRF = (stress reduction factor) es un coeficiente que tiene en cuenta la influencia del estado tensional en el macizo rocoso

Los tres grupos formados con estos parámetros son:

- RQD/Jn = representa el tamaño de los bloques
- Jr/Ja = representa la resistencia al corte entre los bloques
- Jw/SRF = representa la influencia del estado tensional

El rango de variación de los parámetros es el siguiente:

- RQD: entre 0 y 100
- Jn: entre 0,5 y 20
- Jr: entre 0,5 y 4
- Ja: entre 0,75 y 20
- Jw: entre 0,05 y 1
- SRF: entre 0,5 y 20

En la Tabla 9.10 se reflejan los criterios de valoración de estos parámetros. El del índice Q varía entre 0,001 y 1,000. Este intervalo se ha dividido en 9

que dan lugar a la siguiente clasificación cualitativa:

- Entre 0,001 y 0,01: Roca excepcionalmente mala
- Entre 0,01 y 0,1: Roca extremadamente mala
- Entre 0,1 y 1: Roca muy mala
- Entre 1 y 4: Roca mala
- Entre 4 y 10: Roca media
- Entre 10 y 40: Roca buena
- Entre 100 y 400: Roca muy buena
- Entre 400 y 1000: Roca excepcionalmente buena

#### 9.4.4. Sistema SRC

En los estudios previos para el proyecto de túneles en roca el número de reconocimientos que alcanzan directamente el eje del túnel suele ser muy escaso basándose dicho estudio principalmente en mapas geológicos y datos de afloramientos. Los sondeos y la prospección geofísica en la mayoría de los casos cubren una proporción muy reducida de la zona de trazado, situación que es aún más patente en los lugares de relieve accidentado y donde el espesor de recubrimientos es importante.

Estas circunstancias han dado lugar a que se investiguen métodos de clasificación de macizos rocosos que tengan en cuenta la extrapolación de datos de superficie, su variación de propiedades con la profundidad, y los distintos condicionantes geomecánicos que intervienen en el diseño del túnel y posterior comportamiento del terreno durante la excavación.

Para ello se han estudiado más de 80 túneles y varias minas de carbón en España, en las que se han medido índices de calidad geomecánica en afloramientos, comprobándose posteriormente el comportamiento real del macizo rocoso durante la excavación. Ello ha permitido establecer comparaciones y relaciones entre datos de superficie y el comportamiento del terreno durante la construcción.

<b>LITOLOGIA:</b> -----				<b>APERTURA</b>				
				SIST. 1	SIST. 2	SIST. 3	SIST. 4	
				> 10 cm.	-----	-----	-----	
				10 - 2.5 cm.	-----	-----	-----	
				2.5 - 0.5 cm.	-----	-----	-----	
				0.5 - 0.1 cm.	-----	-----	-----	
				< 0.1 cm.	-----	-----	-----	
				<b>RUGOSIDAD:</b> Superfies escalonadas <input type="checkbox"/> onduladas <input type="checkbox"/> planares <input type="checkbox"/>				
				SIST. 1	SIST. 2	SIST. 3		
				Muy rugosa	-----	-----	-----	
				Rugosa	-----	-----	-----	
				Poco rugosa	-----	-----	-----	
				Plana	-----	-----	-----	
				Pulida	-----	-----	-----	
				<b>RELLENO</b>				
				SIST. 1	SIST. 2	SIST. 3	SIST. 4	
				Tipo	-----	-----	-----	
				Espesor	-----	-----	-----	
				Filtraciones	-----	-----	-----	
				<b>CONDICIONES HIDROGEOLOGICAS</b>				
				SECA <input type="checkbox"/>	Humeda <input type="checkbox"/>	GOTEOS <input type="checkbox"/>	FILTRACIONES <input type="checkbox"/>	
				FUENTES O MANANTIALES -----				
				-----				
				<b>FALLAS, PLIEGUES Y OTRAS ESTRUCTURAS</b>				
				-----				
				<b>OBSERVACIONES:</b>				
				-----				
				-----				

TABLA 9.8.- Estadillo de datos geomecánicos

TABLA 9.9.- Clasificación geomecánica de Bieniawski (1979)

Parámetros de Clasificación

1	Resistencia de la roca sana	Ensayo de carga puntual	$> 100 \text{ kp/cm}^2$	$40-80 \text{ kp/cm}^2$	$20-40 \text{ kp/cm}^2$	$10-20 \text{ kp/cm}^2$	Compresión simple (kp/cm <sup>2</sup> )			
		C. simple	$> 2.500 \text{ kp/cm}^2$	$1.000-2.500 \text{ kp/cm}^2$	$500-1.000 \text{ kp/cm}^2$	$250-500 \text{ kp/cm}^2$	50-250	10-50	10	
	Valoración		15	12	7	4	2	1	0	
2	RQD		90% - 100%	75% - 90%	50% - 75%	25% - 50%	$< 25%$			
	Valoración		20	17	13	8	3			
3	Separación entre diaclasas		$> 2 \text{ m.}$	$0,6 - 2 \text{ m.}$	$0,2 - 0,6 \text{ m.}$	$0,06 - 0,2 \text{ m.}$	$< 0,06 \text{ m.}$			
	Valoración		20	15	10	8	5			
4	Estado de las diaclasas		Muy rugosas Discontinuas Sin separación Bordes sanos y luros	Ligeramente rugosas Abertura $< 1 \text{ mm.}$ Bordes duros	Ligeramente rugosas Abertura $< 1 \text{ mm}$ Bordes blandos	Frajitas de falla o con relieve no $< 5 \text{ mm}$ Abiertas 1-5 mm Diacl. continuas	Repleno blando $> 5 \text{ mm}$ Abertura $> 5 \text{ mm}$ Diacl. continuas			
	Valoración		30	25	20	10	0			
5	Caudal por 10 m de túnel	Presión agua	Huilo	$< 10$ litros/min	10-25 litros/min	25-125 litros/min	$> 125$ litros/min			
		Relación	0	0,0 - 0,1	0,1 - 0,2	0,2 - 0,5	$> 0,5$			
	Aguas freáticas	Tensión principal mayor								
		Estado general	Seco	Lig. húmedo	Húmedo	Goteando	Fluyendo			
Valoración		15	10	7	4	0				

Corrección por la Orientación de las Diaclasas

Dirección y buzamiento		Muy favorables	Favorables	Medias	Desfavorables	Muy desfavorables
Valoración para	Túneles	0	-2	-5	-10	-12
	Cimentaciones	0	-2	-7	-15	-25
	Taludes	0	-5	-25	-50	-60

Clasificación

Clase	I	II	III	IV	V
Calidad	Muy buena	Buena	Media	Mala	Muy mala
Valoración RMR	100-81	80-61	60-41	40-21	$< 20$

Características

Clase	I	II	III	IV	V
Tiempo de mantenimiento y longitud	10 años con 5 m de vano	6 meses con 8 m de vano	1 semana con 5 m de vano	10 horas con 2,5 m de vano	30 min con 1 m de vano
Cohesión	$> 4 \text{ kp/cm}^2$	$1-4 \text{ kp/cm}^2$	$2-1 \text{ kp/cm}^2$	$1-2 \text{ kp/cm}^2$	$< 1 \text{ kp/cm}^2$
Ángulo de rozamiento	$> 45^\circ$	$35-45^\circ$	$25-35^\circ$	$15-25^\circ$	$15^\circ$

Orientación de las Diaclasas

Dirección perpendicular al eje del túnel				Dirección paralela al eje del túnel		Buzamiento 0°- 20° cualquier dirección
Excav. con buzamiento		Excav. contra buzamiento		Excav. con buzamiento		
Ruz. 45-90	Ruz. 20-45	Ruz. 45-90	Ruz. 20-45	Ruz. 45-90	Ruz. 20-45	
Muy favorable	Favorable	Medio	Desfavorable	Muy Desfavorable	Medio	Desfavorable



TABLA 9.10.- Estimación de parámetros que intervienen en el índice Q  
(Simplificado de Barton et al. 1974)

Índice de diaclasado $J_n$ (*)	Valor	Índice de rugosidad $J_z$	Valor
Roca masiva	0,5-1,0	Diaclasas rellenas	1
Una familia de diaclasas	2	Diaclasas limpias (*)	
Id. con otras diaclasas ocasionales	3	- Discontinuas	4
Dos familias de diaclasas	4	- Onduladas, rugosas	3
Id. con otras diaclasas ocasionales	6	- Onduladas, lisas	2
Tres familias de diaclasas	9	- Planas, rugosas	1,5
Id. con otras diaclasas ocasionales	12	- Planas, lisas	1,0
Cuatro o más familias, roca muy fracturada	15	Lisos o espejos de falla	
Roca triturada	20	- Ondulados	1,5
		- Planos	0,5

(\*) En boquillas  $J \times J_n$

(\*) 0 cuyas caras entran en contacto bajo la sollicitación

Índice de alteración $J_a$	Valor	Coefficiente reductor por la presencia de agua $J_w$	Valor	Presión de agua (kg/cm <sup>2</sup> )
Diaclasas de paredes sanas	0,75-1	Excavaciones secas o con <5 l/min localmente	1	<1
Ligera alteración	2,0	Afluencia media con lavado de algunas diaclasas	0,66	1-2,5
Alteraciones arcillosas	4,0	Afluencia importante por diaclasas limpias	0,5	2,5-10
Con detritus arenosos	4,0	Id. con lavado de diaclasas	0,33	2,5-10
Con detritus arcillosos prec consolidados	6,0	Afluencia excepcional inicial, decreciente con el tiempo	0,2-0,1	>10
Id. poco consolidados	8,0	Id. mantenida	0,1-0,05	>10
Id. expansivos	8-12			
Milonitos de roca y arcilla	6-12			
Milonitos de arcilla limosa	5			
Milonitos arcillosos-gruesos	10-20			

PARAMETRO S R F	Valor
- Zonas débiles:	
Multitud de zonas débiles o milonitos	10,0
Zonas débiles aisladas, con arcilla o roca descompuesta (cobertura <50 m)	5,0
Id. con cobertura >50 m	2,5
Abundantes zonas débiles en roca competente (c. <50 m)	7,5
Zonas débiles aisladas en roca competente (c. <50 m)	5,0
Id. con c. >50 m	2,5
Terreno en bloques muy fracturado	5,0
- Roca competente:	
Pequeña cobertura	2,5
Cobertura media	1,0
Gran cobertura	0,5-2,0
- Terreno fluyente:	
Con bajas presiones	5-10
Con altas presiones	10-20
- Terreno expansivo:	
Con presión de hinchamiento moderada	5-10
Con presión de hinchamiento alta	10-15

Los resultados de estas investigaciones han dado lugar a la denominada Clasificación Geomecánica SRC (Surface Rock Classification), González de Vallejo (1982, 1984 y 1985).

La clasificación geomecánica SRC se basa en la clasificación de Bieniawski (1979), y reúne también experiencias de la clasificación de Barton et al (1984), sin embargo, se diferencia de ellas por estar concebida principalmente para el uso de datos de superficie e incorporar nuevos índices como el estado tensional e influencia de las condiciones constructivas, así como diversos factores de corrección que tratan de ajustar la posible variación de propiedades desde superficie a cota del túnel. En general, la clasificación SRC trata de integrar un conjunto de importantes factores geológicos que intervienen en el comportamiento geomecánico del túnel y que en numerosas ocasiones, son obviados o insuficientemente considerados. Algunos de estos factores son la historia Geológica, la Tectónica, la Sismotectónica, el Estado Tensional y las condiciones constructivas. Los índices de calidad geomecánica que intervienen como parámetros en la clasificación SRC son los siguientes:

#### Resistencia de la matriz rocosa

La resistencia de la matriz rocosa puede ser afectada por la resistencia de la roca a la meteorización (durabilidad). También la durabilidad está relacionada al contenido de arcilla y su composición mineralógica. Por tanto, resistencia y durabilidad han sido considerados como dos factores relacionados entre sí a través de un factor de corrección.

#### Espaciado de las discontinuidades y RQD

La relación entre el espaciado de las discontinuidades y el RQD ha sido puesta de manifiesto empírica, analítica y estadísticamente. Han sido propuestas diversas correlaciones para determinar el RQD en función de la frecuencia de discontinuidades en afloramientos. El error de estas correlaciones no es significativo a nivel de anteproyecto.

Los factores de correlación considerados para tener en cuenta la variación de este índice con la profundidad son la historia tectónica y el tipo de fracturas predominantes, simplificados a fracturas predominantemente compresivas o distensivas, y la meteorización a través de las discontinuidades.

#### Condiciones de las discontinuidades

Las condiciones de las discontinuidades se definen por la continuidad, apertura, rugosidad, relleno y orientación de las mismas. Su orientación con respecto al eje de túnel se introduce como factor de correlación.

#### Filtraciones

El espaciado, la continuidad y la apertura de las discontinuidades pueden controlar el flujo hídrico hacia el interior de la excavación. Estos factores se estiman de forma empírica. El resultado obtenido se ajusta a través de un factor de corrección dependiente del tipo de fracturas. Se excluyen las condiciones que puedan significar aportes de agua extraordinaria como la presencia de un karst importante o accidentes tectónicos transmisores de grandes caudales, circunstancias que se tratan independientemente como puntos singulares.

#### Estado Tensional

El campo de las tensiones naturales a las que está sometido el macizo es debido principalmente a la Historia geológica y a la evolución geomorfológica, en particular a los procesos tectónicos (paleotectónicos y neotectónicos), procesos litogenéticos, y al relieve y sus procesos asociados, erosión, levantamiento y efectos gravitacionales.

Si se trata de integrar estos factores en una clasificación geomecánica conllevaría una excesiva complejidad en la evaluación de índices de calidad del macizo y, por tanto, no sería útil a los fines de las clasificaciones. Aceptada la necesidad de ir hacia parámetros de sencilla aplicación, y por tanto tener que simplificar al máximo, se han considerado una serie de factores que indiquen la presencia de campos tensionales anómalos, entendiéndose por anómalos aquellos que puedan incidir negativamente sobre la calidad del macizo y su comportamiento geomecánico. Los citados factores son los siguientes:

- Factor de competencia (CF) definido como el cociente entre la resistencia a compresión uniaxial de la roca y la tensión máxima vertical debida al peso de recubrimientos. En este factor se tiene en cuenta la componente gravitacional, y el tipo de deformación que por esta causa y su relación con la resistencia de la roca pueda producirse.
- Factor de relajación tensional (SRF), definido como el cociente entre la edad en años  $\times 10^{-3}$  de la última deformación tectónica principal y la máxima carga vertical litostática expresada como el máximo espesor de recubrimientos, de acuerdo con la estratigrafía de la región. Para determinar este factor no se requieren estudios especiales, es sin embargo necesario partir del conocimiento geológico-histórico de la región.
- Accidentes tectónicos. La presencia en el área de estudio de un accidente tectónico importante puede dar lugar a marcadas

anisotropías direccionales y concentración de esfuerzos. Para evaluar este factor se ha tenido en cuenta la presencia de tales accidentes y el tipo de esfuerzo predominante en el contexto regional.

Actividad neotectónica. Los esfuerzos actuales asociados a la actividad neotectónica también pueden ser causa de importantes anisotropías tensionales. Para evaluar este factor se ha simplificado a la posibilidad de que la región esté (o no) situada en una zona sísmica o neotectónicamente activa.

#### Método de construcción

La calidad del macizo rocoso puede ser sustancialmente modificada como consecuencia del proceso constructivo que influye el método de arranque, la secuencia de excavación y el sistema de sostenimiento. Por otro lado, la interacción de excavaciones adyacentes y zonas de escaso recubrimiento modifican el estado de tensiones y alteran el comportamiento del macizo rocoso. Estos factores son tratados de forma paramétrica como ajuste final a la calidad del macizo rocoso previamente determinado por los anteriores índices.

#### Aplicación de la Clasificación SRC

El procedimiento a seguir se describe en las Tablas 9.11, 9.12 y 9.13. Previa sectorización en tramos litológicamente y estructuralmente semejantes se aplica a cada tramo los valores numéricos correspondientes a los índices de calidad (Tabla 9.11). Estos valores se ajustan para los factores de corrección incluidos en la Tabla 9.12 y el resultado final se expresa en cinco clases de roca y sus equivalentes calidades valoradas de 1 a 100.

Las puntuaciones así obtenidas y las clases de roca resultantes clasifican geomecánicamente el macizo rocoso en condiciones previas a la excavación. Para tener en cuenta estas alteraciones se ajustará el valor anteriormente obtenido a las puntuaciones indicadas en la Tabla 9.13. Este nuevo resultado reflejará incidencias negativas o positivas del proceso constructivo. De esta forma se podrá disponer de dos puntuaciones y sus correspondientes clases de roca, una que define el macizo antes de la excavación, y otra que lo caracteriza inmediatamente después de la perforación.

#### **9.4.5. Correlaciones entre clasificaciones geomecánicas**

Se han propuesto distintas correlaciones empíricas para RMR y Q, algunas de las más características son las siguientes:

$$\text{RMR} = 9 \ln Q + 44 \text{ (Bieniawski, 1979) (Figura. 9.13)}$$

(Suráfrica)

$$\text{RMR} = 5.9 \ln Q + 43 \text{ (Rutledge and Preston, 1980) (Nueva Zelanda)}$$

$$\text{RMR} = 5.4 \ln Q + 55.2 \text{ (Moreno, E. 1981)}$$

(Asturias, Pajares)

$$\text{RMR} = 10.5 \ln Q + 41.8 \text{ (Abad, J. et al, 1984)}$$

(Asturias, cuenca carbonífera)

$$\text{RMR} = 5 \ln Q + 60.8 \text{ (Cameron Clark and Budavari 1981) (Suráfrica).}$$

### **9.5. METODOS EN INGENIERIA GEOLOGICA PARA EL DISEÑO DE TUNELES**

#### **9.5.1. Introducción**

Los métodos de diseño de excavaciones subterráneas pueden ser clasificados en las siguientes categorías (Bieniawski, 1979):

- Métodos analíticos
- Métodos geológicos
- Métodos observacionales
- Métodos empíricos

Los métodos analíticos utilizan el análisis de tensiones y deformaciones alrededor de la excavación, con los elementos finitos, diferencias finitas, líneas características, simulación analógica, etc. Para su aplicación se requiere un modelo explícito de comportamiento. Una descripción de dichos métodos puede encontrarse en Jimenez Salas, et al (1980).

Los métodos geológicos utilizan mapas de estructuras que afecten a la estabilidad, y un análisis de peligrosidad de factores geológicos.

Los métodos observacionales están basados en el control y seguimiento de las deformaciones durante la excavación y el análisis de la interacción del terreno-sostenimiento. Entre estos métodos está el Nuevo Método Austriaco (NATM).

Los métodos empíricos utilizan el análisis de datos empíricos y estadísticos. Los más importantes son los que se basan en las clasificaciones geomecánicas.

Todos estos métodos requieren datos geológicos y geomecánicos. Entre ellos se destacan los siguientes:

- Litología: naturaleza y disposición
- Orientación de las discontinuidades
- Condiciones de las discontinuidades
- Fallas y principales estructurales
- Resistencia de la matriz rocosa
- Índices de la calidad del macizo rocoso
- Condiciones hidrogeológicas
- Resistencia al corte en discontinuidades

TABLA 9.11.- Clasificación Geomecánica SRC

INDICE DE CALIDAD	RESULTADOS				PUNTUACIONES
1. RESISTENCIA MATRIZ ROCOSA - Carga puntual (M.Pa) - Ensayos C. Simple (M.Pa) - Puntuación	> 8 >250 20	8 a 4 250 a 100 15	4 a 2 100 a 50 7	2 a 1 50 a 25 4	No aplicable 25 a 5 5 a 1 <1 2 1 0
2. ESPACIADO o RQD - Espaciado (m) - RQD (%) - Puntuación	> 2 100 a 90 20	2 a 0,6 90 a 75 17	0,6 a 0,2 75 a 50 13	0,2 a 0,06 50 a 25 8	< 0,06 < 25 5
3. DISCONTINUIDADES Condiciones Puntuación	Muy rugosas. Discontinuas. Sin separación. Bordes poco alterados y duros.	Algo rugosas. Discontinuas. Separación menor 1 mm. Bordes duros y poco alterados.	Algo rugosas. Discontinuas. Separación 1 mm. Bordes blandos y alterados.	Lisas o con slickensides. Continuas. Abiertas 1 a 5 mm. Con rellenos.	Lisas o con Slickensides. Continuas. Abiertas más de 5 mm. Con rellenos.
4. FILTRACIONES - Caudal por 10 m de túnel (litro/min) - Condiciones - Puntuación	Inapreciable Seco 15	< 10 Algo húmedo 10	10 - 25 Algunas filtraciones 7	25 - 125 Frecuentes filtrac. 4	> 125 Abundantes filtrac. 0
5. ESTADO TENSIONAL - Factor de competencia (Cuadro 2) - Puntuación	> 10 10	10 a 5 5	5 a 3 - 5	< 3 - 10	-
- Accidentes tectónicos - Puntuación	Zonas de Fallas/Cabalgamientos de alcance regional y áreas cercanas - 5		Tectónica compresiva - 2	Tectónica distensiva 0	
- Factor de Relajación Tensional (Cuadro 2) - Puntuación	> 200 0	200 a 80 -5	80 a 10 -8	< 10 -10	Zonas afectadas por laderas o taludes 200 a 80 80 a 10 < 10 -10 -13 -15
- Actividad Neotectónica - Puntuación	Desestimada o desconocida 0		Supuesta -5		Confirmada -10
CLASES DE ROCA - Clase SRC - Calidad de Roca - Puntuación	I Muy Buena 100 a 81	II Buena 80 a 61	III Media 60 a 41	IV Mala 40 a 21	V Muy Mala < 21

TABLA 9.12.- Factores de corrección

## 1.- RESISTENCIA MATRIZ ROCOSA. La puntuación obtenida ajústese para:

Índice de resistencia = IRS x DCF

DCF < 30% = 0,6

DCF ≥ 30 < 50 = 0,7

DCF ≥ 50 < 80 = 0,8

DCF ≥ 80% = 1,0

## 2.- ESPACIADO o RQD. La puntuación obtenida ajústese para:

Índice de Fracturas = Espaciado o RQD x THCF x WCF

THCF - Fracturas de compresión = 1,25

- Fracturas de distensión = 0,8

- Para profundidades < 50 m = 1,0

WCF - Grado de meteorización ≥ IV = 0,7

- Grado de meteorización III = 0,8

- Grado de meteorización II = 0,9

- Grado de meteorización I = 1,0

## 3.- CONDICIONES DE LAS DISCONTINUIDADES. La puntuación obtenida ajústese para:

Orientación con respecto al eje del Túnel (Bieniawski 1979)

DIRECCION PERPENDICULAR AL EJE DEL TUNEL				Dirección paralela al eje del túnel		Buzamiento 0° a 20° en cualquier dirección
Avance con buzamiento		Avance contra buzamiento		Buzamiento 45° a 90°	Buzamiento 20° a 45°	
Buzamiento 45° a 90°	Buzamiento 20° a 45°	Buzamiento 45° a 90°	Buzamiento 20° a 45°			
Muy Favorable 0	Favorable -2	Aceptable -5	Desfavorable -10	Muy Desfavorable -12	Aceptable -5	Desfavorable -10

## 4.- FILTRACIONES. La puntuación obtenida ajústese para:

THCF - Fracturas de compresión (+4) sin superar la puntuación total de 15 puntos

- No aplicable para profundidades menores de 50 m

## 5.- ESTADO TENSIONAL (No se aplican factores de corrección).

- Factor de competencia: Resistencia uniaxial matriz rocosa dividida por tensión máxima vertical debida al peso del recubrimiento

- Factor de relajación tensional: Edad geológica (en años x 10<sup>-3</sup>) de la deformación tectónica principal dividida por la máxima carga litostática expresada como el espesor de recubrimiento en metros.

IRS = Resistencia de la matriz rocosa (carga puntual o ensayo c. simple)

DCF = Factor de corrección de durabilidad con resultados del ensayo SDT (sequedad-humedad-desmoronamiento)

WCF = Factor de corrección de la meteorización

TABLA 9.3.- Ajuste por condiciones constructivas

El resultado total en puntos de los anteriores índices corregidos (Cuadros 1 y 2) ajústese para los siguientes factores.	
ARRANQUE	PUNTOS
Tuneladoras (TBM), Rozadoras, minadores, Precorte mecánico, etc.	+5
Voladuras controladas, precorte y recorte, etc.	0
Voladuras de deficiente o dudosa calidad	-10
<b>SOSTENIMIENTO (Ver nota 1)</b>	
Clase I	0
Clase II	
< 10 días	+ 5
> 10 días < 20 días	- 5
> 20 días	-20
Clase III	
< 2 días	+ 5
> 2 días < 5 días	0
> 5 días < 10 días	- 5
> 10 días	-20
Clases IV y V	
< 8 horas	0
> 8 horas < 24 horas	-10
> 24 horas	-20
<b>EXCAVACIONES ADYACENTES (Ver nota 2)</b>	
AEF < 2,5	-10

<b>EMBOQUILLES Y ZONAS DE ESCASO RECUBRIMIENTO (Ver nota 3)</b>	
PF < 5	-10

- NOTAS** (1) Tiempos referidos al plazo de instalación de las medidas de sostenimiento, de acuerdo con la relación de la estabilidad de frente sin soporte y longitud sin entibar (stand-up-time/ unsupported span) Bieniawski (1979).
- (2) AEF es el Factor de Excavaciones Adyacentes definido como el cociente entre la distancia a la excavación adyacente, con respecto a la sección de la excavación en proyecto.
- (3) PF es el Factor de Emboquillamiento definido por el cociente entre el espesor medio de recubrimiento y la sección de la excavación.

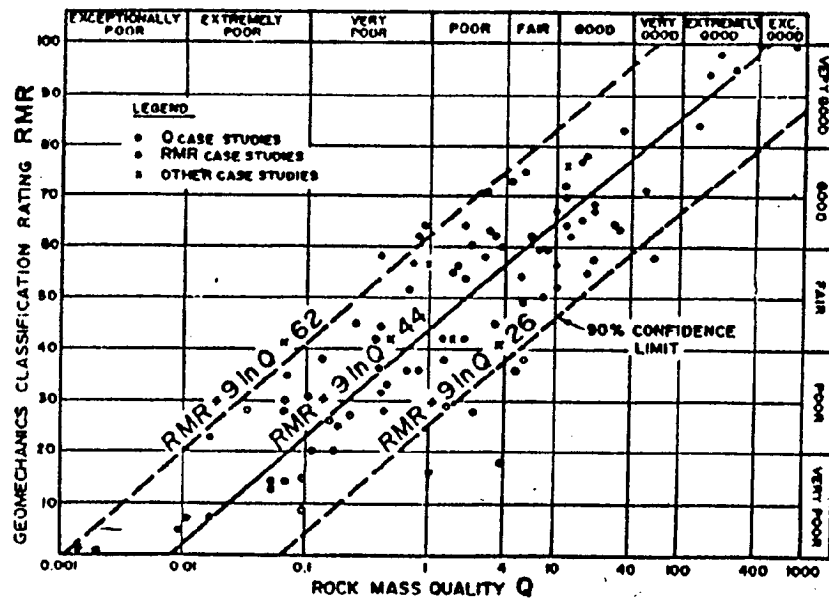


Fig. 9.13.- Correlación entre el índice RMR y Q (Bieniawski, 1979)

- Deformabilidad del macizo y matriz rocosa
- Estado tensional

Por otro lado, es preciso tener en cuenta los siguientes factores en diseño:

- Forma y tamaño de la excavación
- Distancia a las excavaciones adyacentes
- Geometría de las intersecciones
- Espesor de recubrimientos

#### 9.5.2. Evaluación de parámetros de diseño a partir de índices de calidad geomecánica

##### a) Introducción

La obtención directa de los parámetros de diseño del macizo rocoso implican realizar ensayos en número suficiente y sobre materiales representativos lo cual no siempre es posible, además de presentar dificultades. Así, los efectos de la escala en el tipo de muestras ensayadas y su extrapolación a escala del macizo, el elevado coste de la mayoría de los ensayos in situ, las dificultades para ensayar las distintas heterogeneidades geológicas, etc., dificulta extraordinariamente el poder obtener parámetros de diseño representativos del macizo. En los últimos años se están llevando a cabo correlaciones entre índices de calidad geomecánica y parámetros de diseño a escala de macizo rocoso, de forma que se han analizado numerosos casos mediante estudios estadísticos y correlaciones empíricas.

Los parámetros considerados son los siguientes:

- Índice de fracturación
- Resistencia a la compresión del macizo rocoso
- Resistencia al corte en diaclasas
- Módulo de deformación del macizo
- Estado Tensional

##### b) Índices de fracturación

El índice de velocidad relativa propuesto por Onodera es un criterio para estimar la facturación del macizo según  $V_f/V_l$  (siendo  $V_f$  la velocidad de ondas P medidas in situ y  $V_l$  la velocidad de ondas P medidas en el testigo en laboratorio). Para una roca de muy buena calidad, el índice de velocidad relativa sería próxima a la unidad.

El RQD se determina directamente en sondeos según se indicó en el Capítulo 2. Indirectamente puede estimarse mediante medidas de discontinuidades en afloramientos, según las siguientes expresiones:

$$RQD \approx 115 - 3.3 J_v \text{ (Palmstrom, 1974)}$$

siendo:

$$J_v = n^\circ \text{ de discontinuidades por metro cúbico.}$$

$$\text{Para } J_v < 4,5; RQD = 100$$

A partir del índice de velocidad relativa según la relación de Merrit (1968), Figura 9.14, es posible obtener el RQD. Esta correlación está limitada para RQD < 40%.

c) Resistencia a la compresión

La resistencia a la compresión simple de la matriz rocosa ( $\sigma_c$ ) puede determinarse indirectamente a partir del ensayo de carga puntual (PLT):

$$\sigma_c = n \times I_s$$

en donde n puede tomarse sobre 23, según Bieniawski.

Por medio del martillo Schmidt,  $\sigma_c$  puede estimarse a partir de  $\sigma_t$  mediante la expresión:

$$\sigma_c = m \cdot \sigma_t$$

pudiendo ser  $m \approx 10$  según Oteo (1978)

Estos valores definen la resistencia de la matriz rocosa; sin embargo para estimar la resistencia del macizo rocoso se han propuesto algunas relaciones como la de Hoek y Brown (1980), quienes han propuesto un criterio empírico de rotura en macizos rocosos según la siguiente expresión:

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_c} = \frac{\sigma_3}{\sigma_c} + \sqrt{m \frac{\sigma_3}{\sigma_c} + s}$$

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sqrt{\sigma_c \sigma_3 + s \sigma_c^2}$$

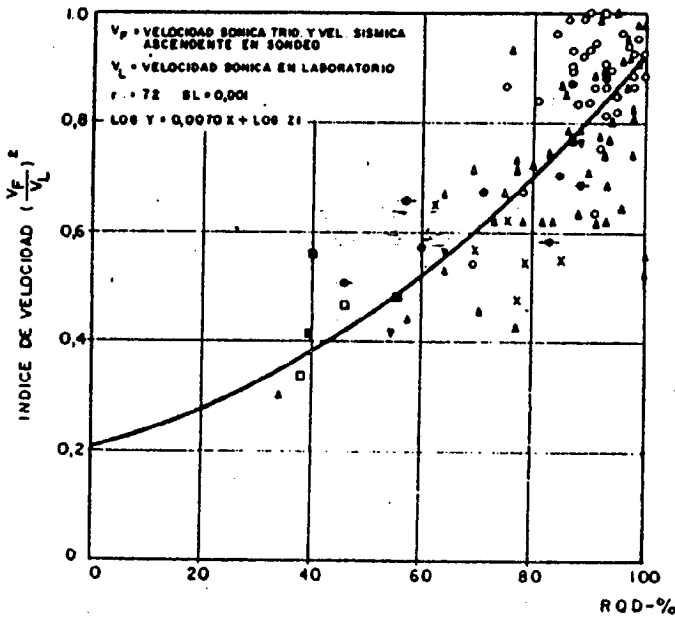


Fig. 9.14.- Correlación entre RQD e índice de velocidad (Merrit, 1968)

$\sigma_1$  = tensión máxima principal en rotura  
 $\sigma_3$  = tensión mínima principal en rotura  
 $\sigma_c$  = resistencia compresión uniaxial  
 m y s = constantes que dependen de las propiedades de la roca y del grado de fracturación antes de estar sometidas a  $\sigma_1$  y  $\sigma_3$ .

Para roca intacta  $m = m_i$ , determinada por ajuste a la anterior ecuación de valores de ensayos triaxiales, tomando  $s = 1$ .

Hoek y Brown (1980) han elaborado una lista de valores de 'm' y 's' según se indica en la Tabla 9.14.

Priest y Brown (1983) han propuesto las siguientes expresiones para 'm' y 's' en función de RMR:

$$m = m_i \times \exp \left[ \frac{RMR - 95}{13.4} \right]$$

$$s = \exp \left[ \frac{RMR - 100}{6.3} \right]$$

d) Resistencia al corte en diaclasas

Según el método empírico de Barton y Choubey (1976) los valores de  $\phi$ -pico pueden estimarse según la siguiente expresión:

$$\phi_p = JRC \log \left( \frac{JCS}{\sigma_n'} \right) + \phi_r$$

JRC = coeficiente de rugosidad de diaclasas  
 JCS = resistencia a compresión de la pared de la diaclasa  
 $\phi_r = \phi$  residual

El método consiste en ajustar uno de los perfiles de la Fig. 9.15 al tipo predominante de discontinuidad analizada, de donde se obtiene un valor estimado de JRC.

En segundo lugar se ensaya la pared de la discontinuidad con el martillo Schmidt para estimar JCS. El resultado se expresa en MN/m<sup>2</sup> una vez convertido en resistencia a compresión simple. Nótese que en la Fig. 9.16  $\phi_r$  se ha tomado como 30° en todos los casos.

La expresión general propuesta para la resistencia al corte es:



TABLA 9.14.- Relaciones entre calidad de roca y constantes m y s (Hoek y Brown, 1980)

Empirical failure criterion	Carbonate rocks with well developed crystal cleavage	Dolomite, limestone and marble	Lithified argillaceous rocks	Mudstone, siltstone, shale and slate (normal to cleavage)	Arenaceous rocks with strong crystals and poorly developed crystal cleavage	Sandstone and quartzite	Fine grained polyminerallitic igneous crystalline rocks	Andesite, doleritic, diabase and rhyolite	Coarse grained polyminerallitic igneous and metamorphic crystalline rocks	Amphibolite, gabbro, gneiss, granite,
$\sigma_1 = \sigma_3 + \sqrt{m\sigma_3\sigma_c + s\sigma_c^2}$ <p> <math>\sigma_1</math> = major principal stress;  <math>\sigma_3</math> = minor principal stress;  <math>\sigma_c</math> = uniaxial compressive strength of intact rock, and  m, s = empirical constants </p>										
Intact rock samples										
Laboratory size specimens free from joints	m = 7.0 s = 1.0	m = 10.0 s = 1.0	m = 15.0 s = 1.0	m = 17.0 s = 1.0	m = 25.0 s = 1.0					
RMR = 100 Q rating 500										
Very good quality rock mass										
Tightly interlocking undisturbed rock with unweathered joints at 1 to 3 m	m = 3.5 s = 0.1	m = 5.0 s = 0.1	m = 7.5 s = 0.1	m = 8.5 s = 0.1	m = 12.5 s = 0.1					
RMR = 85 Q rating 100										
Good quality rock mass										
Fresh to slightly weathered rock, slightly disturbed with joints at 1 to 3 m	m = 0.7 s = 0.004	m = 1.0 s = 0.004	m = 1.5 s = 0.004	m = 1.7 s = 0.004	m = 2.5 s = 0.004					
RMR = 65 Q rating 10										
Fair quality rock mass										
Several sets of moderately weathered joints spaced at 0.3 to 1 m	m = 0.14 s = 0.0001	m = 0.20 s = 0.0001	m = 0.30 s = 0.0001	m = 0.34 s = 0.0001	m = 0.50 s = 0.0001					
RMR = 44 Q rating 1										
Poor quality rock mass										
Numerous weathered joints at 30 to 500 mm with some gouge. Clean compacted waste rock	m = 0.04 s = 0.00001	m = 0.05 s = 0.00001	m = 0.08 s = 0.00001	m = 0.09 s = 0.00001	m = 0.13 s = 0.0001					
RMR = 23 Q rating 0.1										
Very poor quality rock mass										
Numerous heavily weathered joints spaced < 50 mm with gouge. Waste rock with fines	m = 0.007 s = 0	m = 0.010 s = 0	m = 0.015 s = 0	m = 0.017 s = 0	m = 0.025 s = 0					
RMR = 3 Q rating 0.01										

Notation: RMR - rock mass rating from the Geomechanics Classification;  
Q - quality of rock mass from the Q-System.

Fig. 9.15.- Perfiles de rugosidad y su correspondiente rango de valores de JRC

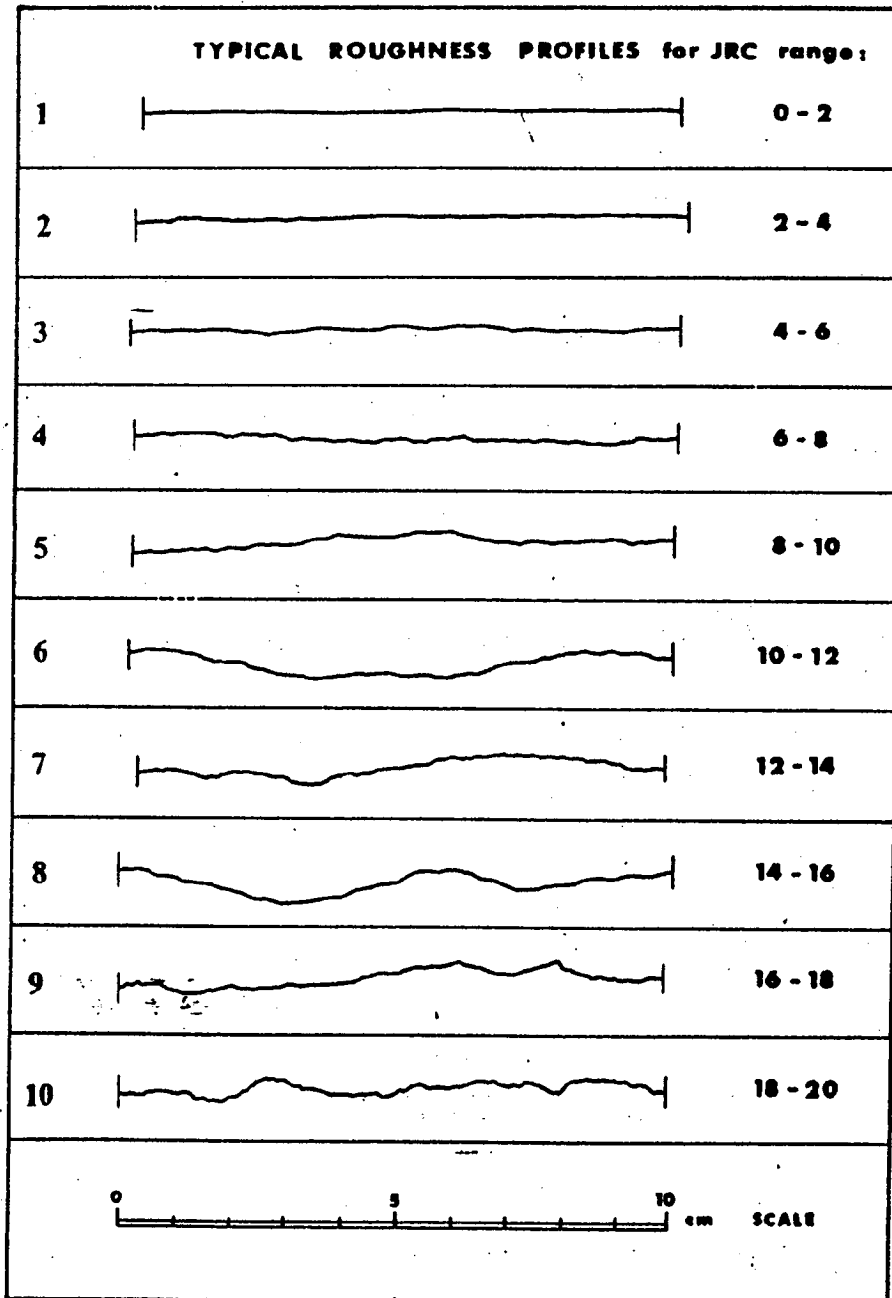
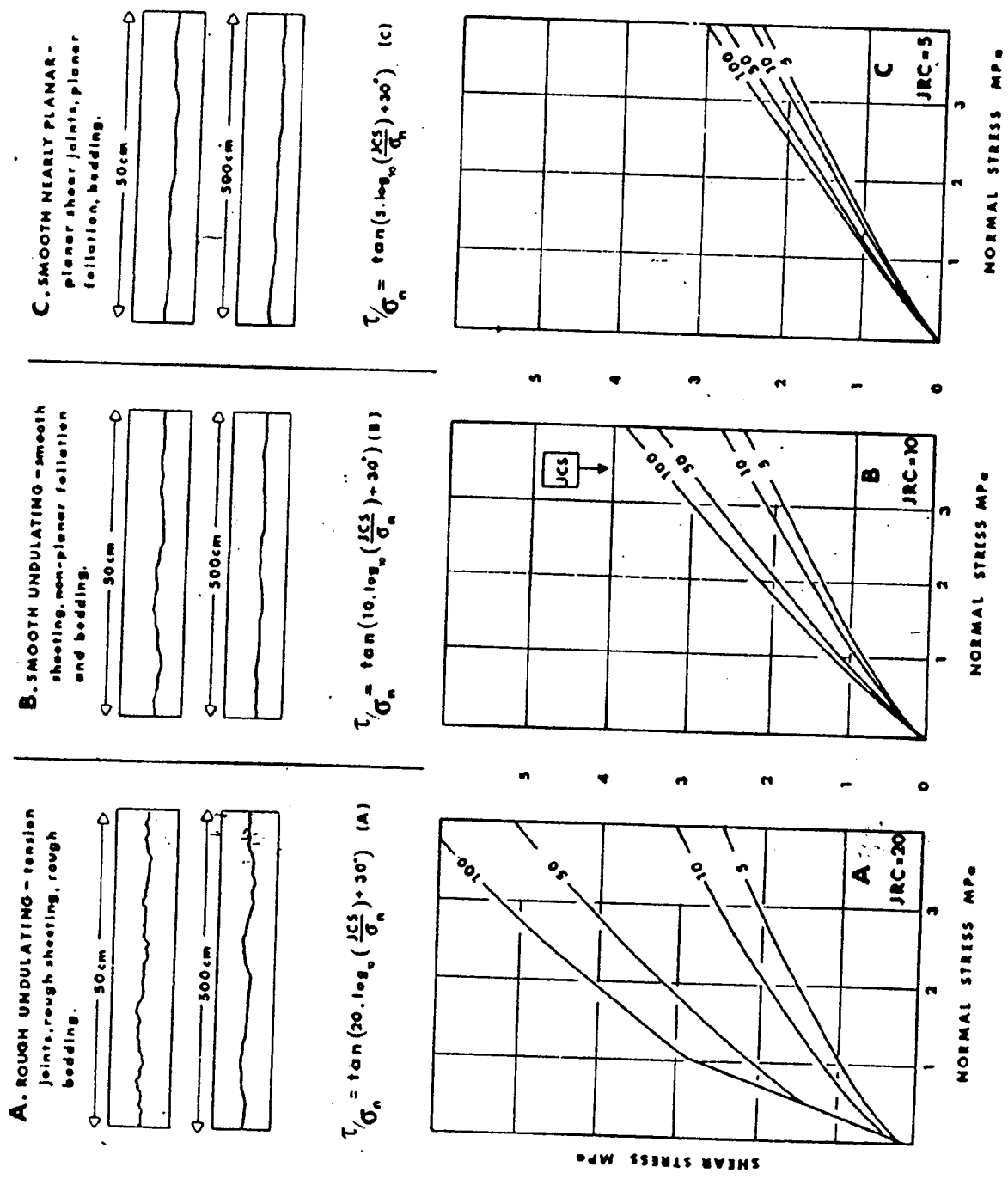


Fig. 9.16.- Metodo para estimar la resistencia al corte de pico por perfiles de rugosidad. Cada curva está numerada con un valor de JCS en MPa. Los perfiles de rugosidad están dados para valores de JRC = 20, 10 y 5. Para discontinuidades completamente planas JRC = 0



**TABLA 9.15.-** Angulos básicos de fricción de rocas inalteradas obtenidos a partir de superficies planas y valores residuales

Rock type	Moisture condition	Basic friction angle $\phi_b$	Reference
<b>A. Sedimentary Rocks</b>			
Sandstone	Dry	26—35	Patton, 1966
Sandstone	Wet	25—33	Patton, 1966
Sandstone	Wet	29	Ripley & Lee, 1962
Sandstone	Dry	31—33	Krsmanović, 1967
Sandstone	Dry	32—34	Coulson, 1972
Sandstone	Wet	31—34	Coulson, 1972
Sandstone	Wet	33	Richards, 1975
Shale	Wet	27	Ripley & Lee, 1962
Siltstone	Wet	31	Ripley & Lee, 1962
Siltstone	Dry	31—33	Coulson, 1972
Siltstone	Wet	27—31	Coulson, 1972
Conglomerate	Dry	35	Krsmanović, 1967
Chalk	Wet	30	Hutchinson, 1972
Limestone	Dry	31—37	Coulson, 1972
Limestone	Wet	27—35	Coulson, 1972
<b>B. Igneous Rocks</b>			
Basalt	Dry	35—38	Coulson, 1972
Basalt	Wet	31—36	Coulson, 1972
Fine-grained granite	Dry	31—35	Coulson, 1972
Fine-grained granite	Wet	29—31	Coulson, 1972
Coarse-grained granite	Dry	31—35	Coulson, 1972
Coarse-grained granite	Wet	31—33	Coulson, 1972
Porphyry	Dry	31	Barton, 1971b
Porphyry	Wet	31	Barton, 1971b
Dolerite	Dry	36	Richards, 1975
Dolerite	Wet	32	Richards, 1975
<b>C. Metamorphic Rocks</b>			
Amphibolite	Dry	32	Wallace et al., 1970
Gneiss	Dry	26—29	Coulson, 1972
Gneiss	Wet	23—26	Coulson, 1972
Slate	Dry	25—30	Barton, 1971b
Slate	Dry	30	Richards, 1975
Slate	Wet	21	Richards, 1975

*d) Módulo de deformación del macizo (EM)*

El módulo de deformación estático del macizo puede estimarse a partir de la frecuencia de ondas transversales (s) determinada por 'petite sismique' y su correlación con ensayos de carga con placa. La correlación propuesta por Bieniawski (1984) se indica en la Fig. 9.17.

A partir del RQD, según Deere et al (1966) puede estimarse EM, según la siguiente expresión:

$$EM = E_{lab} \times \eta$$

en donde  $\eta$  es un coeficiente de reducción que depende del RQD, que puede estimarse en la Fig. 9.18. Sin embargo, Douglas et al (1983) consideran que es conveniente efectuar la siguiente corrección a este método.

Si se considera un espesor de roca alrededor

$$r = \sigma_n \times \operatorname{tg} \left[ JRC \times \log \left( \frac{JCS}{\sigma_n'} \right) + \phi_b \right]$$

$\phi_b$  = ángulo de rozamiento básico (a partir de ensayos de corte residuales sobre discontinuidades lisas). Véase la Tabla 9.15. de valores característicos.

Evaluación de  $\phi_r$ :

$$\phi_r = (\phi_b - 20^\circ) + 20 (r/R)$$

$r$  = valor del ensayo Schmidt (rebote) sobre superficie de discontinuidad (pared de diaclasa incluida zona meteorizada y húmeda).

$R$  = Idem sobre matriz rocosa sin meteorizar o seca.

del túnel de longitud L (zona afectada por la deformabilidad de la excavación) y en ella se distinguen varios estratos de roca espesor  $L_i$  y con módulo de deformación de laboratorio =  $E_{lab, i}$  se puede escribir:

$$\frac{L}{EM} = \frac{L_1}{\eta_1 E_{lab,1}} + \frac{L_2}{\eta_2 E_{lab,2}} + \dots + \frac{L_n}{\eta_n E_{lab,n}}$$

$$EM = \frac{1}{\sum_{i=1}^n \left( \frac{L_i}{L} \times \frac{1}{\eta_i E_{lab,i}} \right)}$$

$\eta$  es el valor que corresponde a cada tramo de roca distinguido en función del RQD de dicho tramo. L generalmente  $\leq 100$  m.

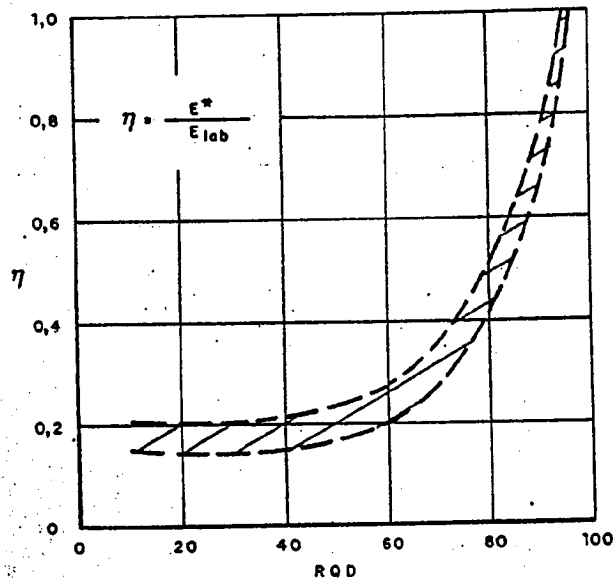


Fig. 9.18.- Relación entre el índice RQD y el coeficiente de reducción

EM = módulo de deformación del macizo en GPa.  
(1 GPa  $\approx$  10.000 Kp/cm<sup>2</sup>)

Esta relación se representa en la Fig. 9.20 y está limitada para RMR < 50.

Serafín et al (1983) proponen la siguiente expresión para RMR < 50:

$$\left[ \frac{RMR - 10}{40} \right]$$

$$E_m = 10$$

( $E_m$  en GPa)

Por otro lado, Bieniawski considera que estas correlaciones expresan el módulo medio del macizo y es conveniente dar un intervalo de variación en función de un módulo máximo y mínimo. Las expresiones propuestas son:

$$E_{min} = 0.4 EM$$

$$E_{max} = 1.6 EM$$

También a partir del índice Q, Hoek y Brown (1980) proponen la siguiente correlación:

$$E_{max} \approx \log Q \quad (\text{en GPa})$$

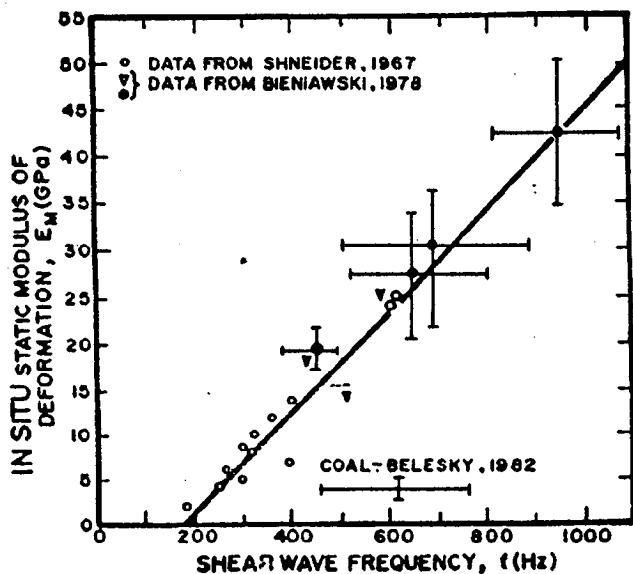


Fig. 9.17.- Correlación entre el módulo de deformación estática y la frecuencia de ondas de corte

A partir de ensayos de laboratorio, Heuze (1980) ha puesto de manifiesto el efecto de la escala en la deformabilidad del macizo rocoso y sugerido que los módulos medidos en el laboratorio son 2.5 veces mayores que los medidos in situ. En particular, los módulos in situ están entre 0.2 y 0.6 veces los de laboratorio, sin embargo, ello depende de la calidad de la roca, según se muestra en la Fig. 9.19.

A partir del índice RMR, Bieniawski propuso la siguiente relación:

$$EM = 2 RMR - 100$$

Fig. 9.19.- Correlación entre el RQD y la relación  $E_M/E_L$  (según Bieniawski, 1978)

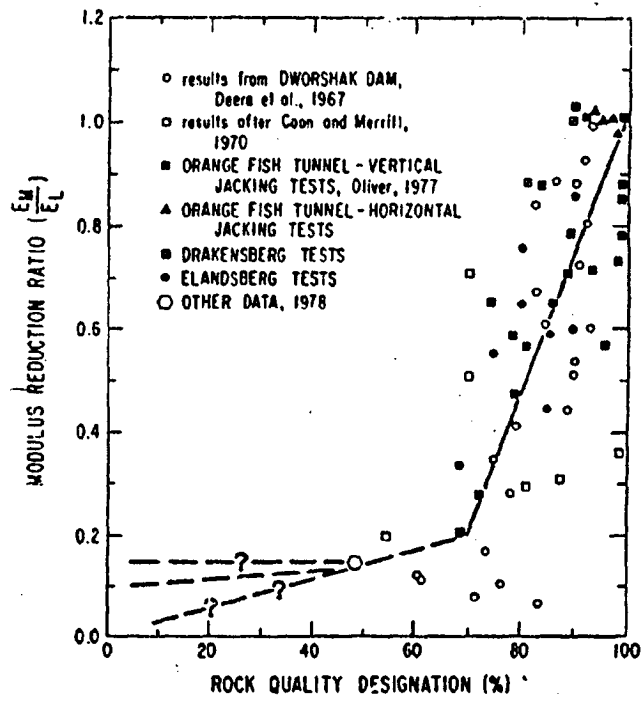
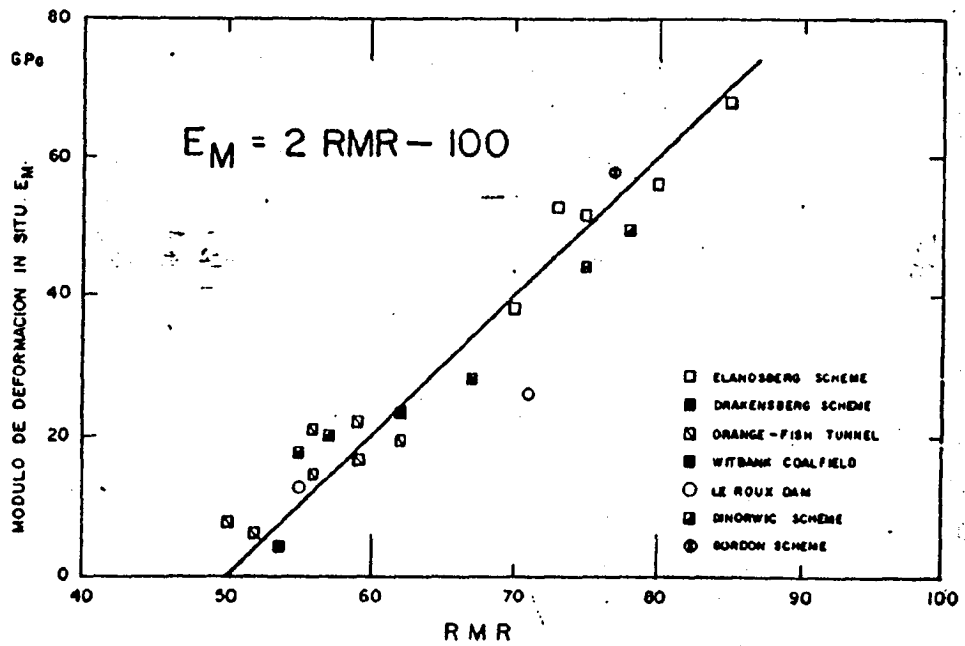


Fig. 9.20.- Correlación entre  $E_M$  y RMR (Bieniawski, 1979)



f) *Estado tensional*

Para determinar la magnitud de las tensiones naturales se precisan ensayos in situ, según se han especificado en anteriores capítulos, o bien pueden efectuarse ciertas correlaciones empíricas y medidas cualitativas a partir de datos geológicos, que permiten llegar a una primera aproximación. Hoek y Brown (1980) representaron la variación del coeficiente de empuje lateral  $k = \sigma_h/\sigma_v$  en función de la profundidad dando los valores que se indican en la Figura 9.21.

Otras relaciones de  $\sigma_h$  y  $\sigma_v$  muestran que existe una aceptable correlación entre  $\sigma_v$  y el peso de recubrimientos, no siendo así para  $\sigma_h$  que acusa fuertes variaciones.

Otra correlación empírica propuesta para estimar el valor de  $k$  es el índice SRF (González de Vallejo, et al 1988). Este índice ha sido definido teniendo en cuenta los principales factores que influyen en las tensiones naturales. Sin embargo, se han precisado simplificaciones e hipótesis en la formulación de dichos factores a fin de hacer sencilla la aplicación del índice.

Los factores tenidos en cuenta han sido:

- El tiempo transcurrido desde la última transmisión de energía tectónica debida al último plegamiento principal (T).
- La liberación de energía residual debida a causas térmicas, intracristalinas o dependientes de las propiedades del material y expresada en función del módulo de elasticidad (E).
- Los efectos debidos a causas gravitacionales, tenidos en cuenta como la máxima carga vertical listostaática a la que a estado sometida la roca expresada en función del máximo espesor de recubrimiento en metros.
- Los efectos morfológicos causados por laderas profundas o taludes y las fallas neotectónicas importantes, se tienen en cuenta en función de factores de corrección.

El índice SRF (Factor de Relajación Tensional) viene dado por:

$$\text{Log SRF} = \frac{T \text{ (años)}}{E (G_{pa}) \times H \text{ (m)}} \times N \cdot C \times S \cdot C$$

en donde:

T = edad de la deformación tectónica principal en

años.

E = módulo de deformación de la roca matriz en  $G_{pa}$ .

H = Máximo espesor de recubrimientos de acuerdo con la corrección por neotectónica y morfología, respectivamente.

Se considera N.C. = 0,25 si la excavación está situada próxima a una falla activa de importancia regional (p.e. falla de San Andrés, borde de placa, etc.); en caso contrario N.C. = 1,0.

S.C. es el factor de corrección para efectos topográficos importantes como laderas de valles profundos, o bordes de taludes, en cuyo caso S.C. = 0,3 y en caso contrario sería 1,00. En caso de que afecten tanto N.C. y S.C., sólo se toma el valor más bajo de ambos.

El índice empírico S.R.F. se ha basado en el estudio de más de 40 casos representativos de valores medios del macizo, así como distribuidos en todo el mundo. El resultado de este estudio se presenta en la fig. 9.22.

## 9.6. EVALUACION DE LAS MEDIDAS DE SOSTENIMIENTO

### 9.6.1. Elementos estructurales de sostenimiento

Los elementos más usuales de sostenimiento en túneles son:

- Entibación metálica:
  - cercha
  - chapas de revestimiento (tipo Bernold, chapas metálicas, etc.).
  - bulones y anclajes
  - mallazo
- Hormigones:
  - gunita y hormigón proyectado
  - anillos de hormigón armado
  - anillos de restimiento

Es importante diferenciar el término sostenimiento del revestimiento. El sostenimiento es el que se aplica inmediatamente después de la perforación con el fin de que la excavación permanezca estable durante la construcción y después de ella. El revestimiento es el que se instala después del sostenimiento, contribuyendo a garantizar la estabilidad a largo plazo.

Las cerchas son perfiles laminados metálicos, prearmados que pueden adaptarse al contorno de la excavación. Generalmente se combinan con mallazos y

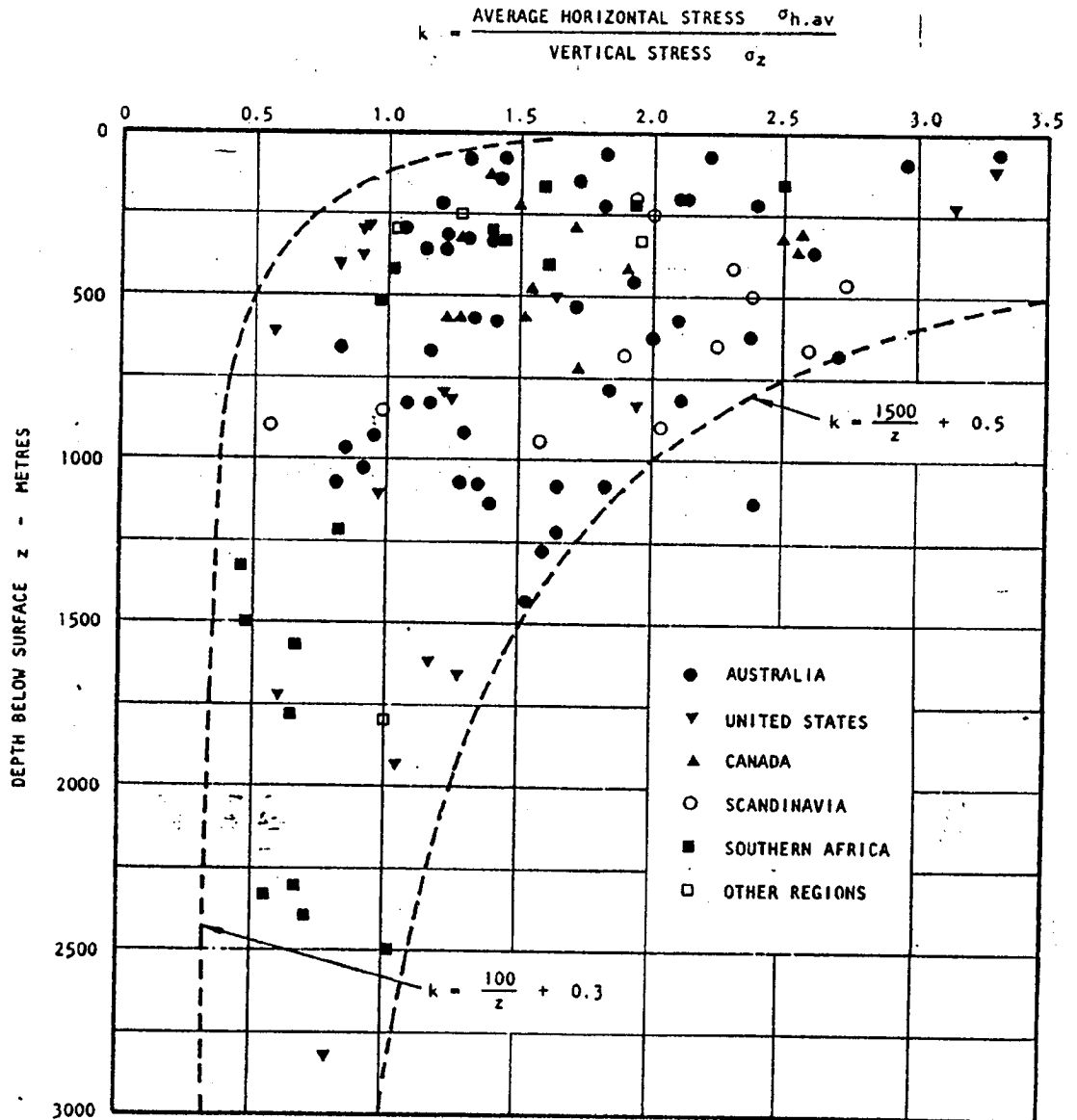
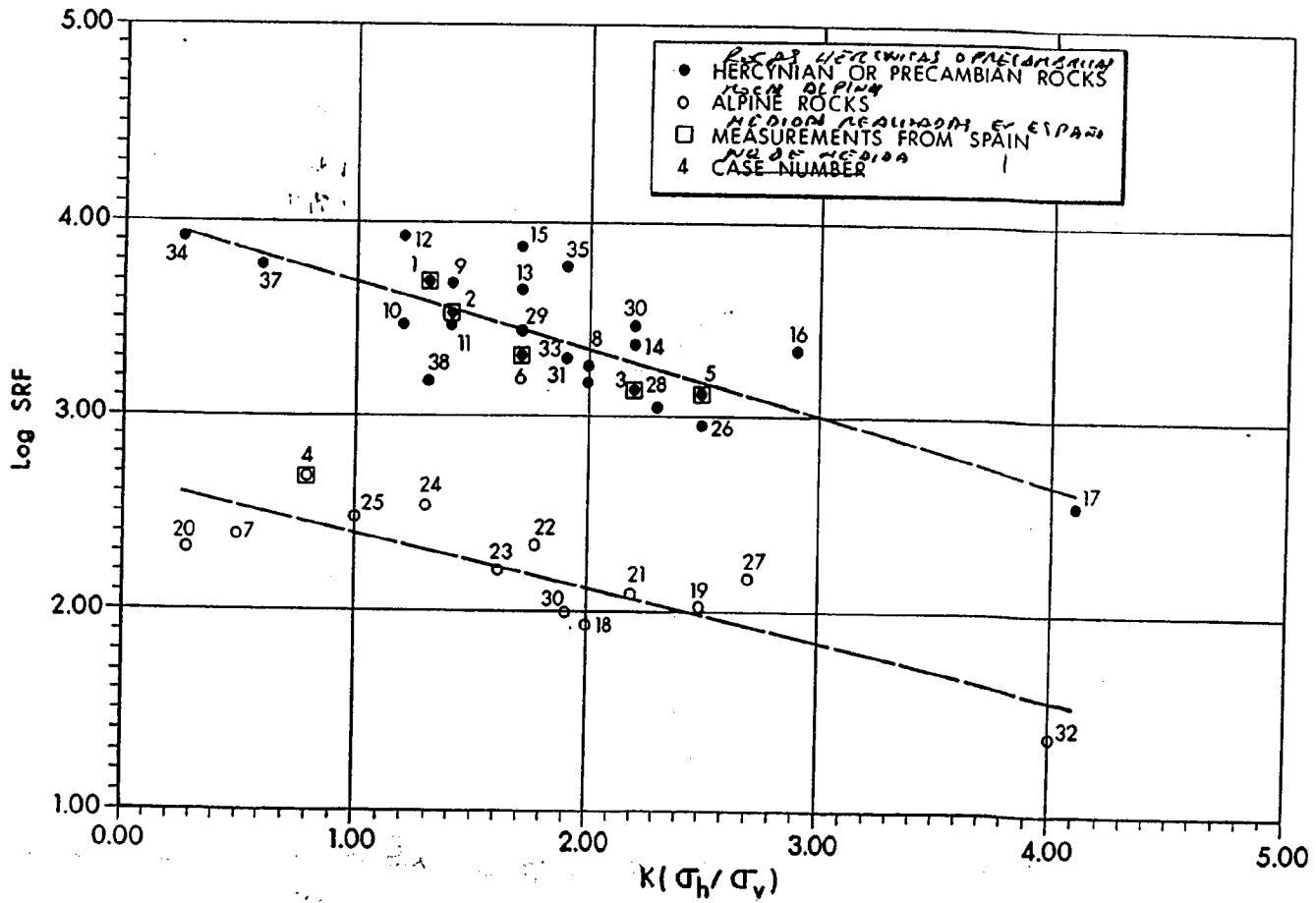


Fig. 9.21.- Variación de la relación entre tensión horizontal y tensión vertical con la profundidad



Fig. 9.22.- Relación empírica entre K y SRF



es frecuente que se queden instaladas permanentemente y recubiertas por gunita u hormigón.

Los bulones son barras de acero de 16 a 25 mm de sección y longitudes variables de 3 a 10 m y admiten de 10 a 25 Tn de carga que se anclan al terreno. El anclaje a la roca puede ser continuo o puntual. Las fijaciones suelen ser de anclaje puntual, por cabeza de expansión, o de anclaje repartido, por inyección de cemento o resinas. Una vez instalado, el bulón puede tensionarse hasta una carga determinada (bulones activos o pretensados) o sin tensiones (bulones pasivos).

El hormigón proyectado se hace con mortero, el cual se proyecta mediante aire comprimido. El empleo de la gunita requiere árido, cemento y agua proyectándose neumáticamente. La diferencia entre ambos está en la clasificación de árido, que en caso de hormigón tiene una mejor graduación que en la gunita.

El mallazo consiste en una red metálica electrosoldada o entrelazada que se emplea generalmente en combinación con el bulonado y/o la gunita. La cuadrícula más usual es de 15 x 15 cm y la sección de 6 mm.

Ejemplos de los sostenimientos descritos se muestran en la fig. 9.23.

**9.6.2. Presiones sobre el revestimiento**

Uno de los parámetros básicos de diseño es la carga o presión transmitida por el macizo rocoso a los elementos de sostenimiento.

Para su evaluación pueden aplicarse los índices de calidad geomecánica que han sido relacionados con la presión sobre el revestimiento de la excavación. Los métodos más utilizados son los siguientes:

- Clasificación de Terzaghi
- Índice RMR
- Índice Q

Todas estas aproximaciones presentan importantes limitaciones y discrepancias, con tendencias en general a dar resultados muy conservadores.

**Clasificación de Terzaghi (1946)**

Desarrollada para evaluar la carga de roca sobre el revestimiento (fig. 9.24), específicamente sobre cerchas y hormigones. La clasificación se incluye en la Tabla 9.16, en donde se estima la carga sobre la clave (H<sub>r</sub>) para cada tipo de terreno en metros de roca sobre la clave. Esta clasificación es muy conservadora, sobre todo para rocas de buena calidad. Su principal

campo de aplicación es en túneles de tamaño medio, del orden de 8 m de anchura o menor, y no se debe aplicar en terrenos de comportamiento plástico moderno, gunita y bulones por ejemplo.

La distribución de cargas para el dimensionado del sostenimiento es la siguiente:

- \* Presión uniforme vertical sobre la bóveda:

$$P_m = \gamma \cdot H_r$$

- \* Presión uniforme sobre los hastiales:

$$P_h \approx 0,3 P_m$$

- \* Presión uniforme sobre la solera, en su caso:

$$P_s \approx 0,5 P_m$$

$\gamma$  = densidad de roca  
 $H_r$  = deducido del Cuadro 15

**Indice RMR**

De acuerdo con Unal (1983) la carga sobre el sostenimiento puede estimarse según la siguiente expresión:

$$p = \frac{100 - RMR}{100} \cdot \tau \cdot B = \tau \cdot h_r$$

en donde:

$$h_r = \frac{100 - RMR}{100} \cdot B$$

- $h_r$  = es la altura de la carga de rocas en metros
- $b$  = es el ancho del túnel en metros
- $\gamma$  = es la densidad de la roca en kg/m<sup>3</sup>

**Indice Q**

La presión (P<sub>r</sub>) en la clave en kg/cm<sup>2</sup> viene dada por:

$$P_r = \frac{2 J_n^{\frac{1}{2}} \times Q^{-\frac{1}{3}}}{3 J_r}$$

Para tres familias de discontinuidades (J<sub>n</sub> = 9) la anterior expresión sería:

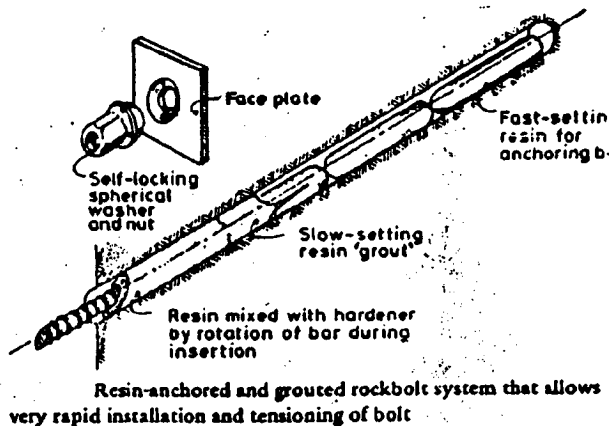
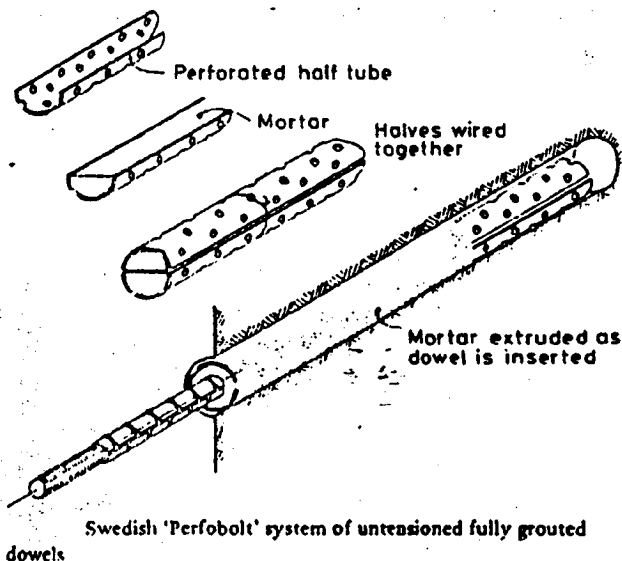
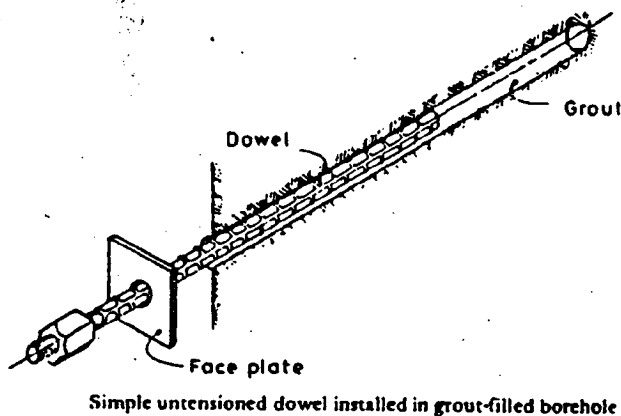
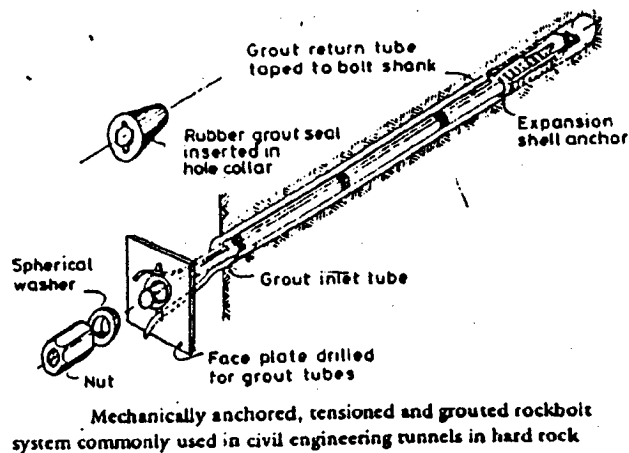


Fig. 9.23.- Sistemas de sostenimiento

- a) Bulones de expansión e inyectado
- b) Inyectado no tensado
- c) Sistema "Perfobolt"
- d) A la resina

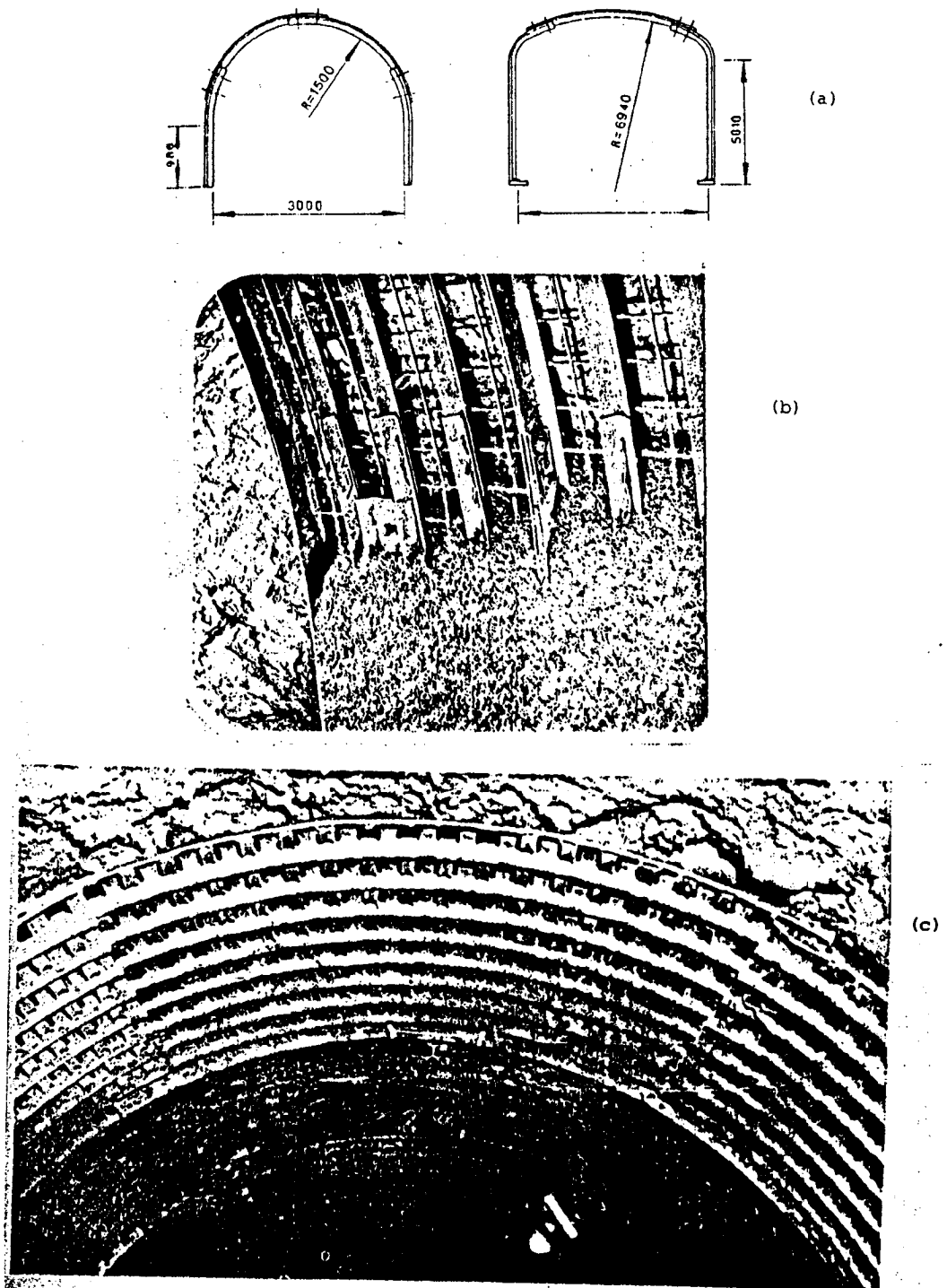


Fig. 9.23.- (Continuación). Sistemas de sostenimiento

- a) Cerchas metálicas
- b) Mallazo y gunita con perfiles metálicos
- c) Chapa Bernold

Tabla 9.16.- Cargas para dimensionar el sostenimiento (Terzaghi, 1946)

Clase.	Terreno	Tipo de terreno	Carga de roca Hr (m)		Observaciones
			Inicial	Final	
1	ROCA	Dura y sana	-	-	Revestimiento solo si hay caída de bloques
2	ROCA	Dura. Estratificada o esquistosa.	-	0 a 0,5 B	Depende de buzamiento. Caída de bloques probable.
3	ROCA	Masiva. Moderadamente diaclasada.	-	0 a 0,25 B	Caída de bloques probable. Empuje lateral si hay estratos inclinados.
4	ROCA	Moderadamente fracturada. Bloques y lajas.	-	0,25B a 0,35 (B+H)	Necesita entibación rápida. Empuje lateral pequeño.
5	ROCA	Muy fracturada	0 a 0,6 (B+H)	(0,35 a 1,1) (B+H)	Entibación inmediata. Empuje lateral pequeño.
6	ROCA	Completamente fracturada pero sin meteorizar.	-	1,1 (B+H)	Entibación continua. Empuje lateral considerable.
6'	GRAVA O ARENA	Densa	(0,54 a 1,2) (B+H)	(0,62 a 1,38) (B+H)	Los valores más altos corresponden a grandes deformaciones que aflojan el terreno.
6''	GRAVA O ARENA	Suelta	(0,94 a 1,2) (B+H)	(1,08 a 1,38) (B+H)	Empuje lateral. $P_h = 0,3 \gamma (H_r H_0,5H)$
7	SUELO COHESIVO	Profundidad moderada.		(1,1 a 2,1) (B+H)	Fuerte empuje lateral. Entibación continua con cierre en la base.
8	SUELO COHESIVO	Profundidad grande		(2,1 a 4,5) (B+H)	
9	SUELO O ROCA EXPANSIVOS.	Expansivo		Hasta 90 m. sea cual sea (B+H)	Entibación continua y circular (y deformable en casos extremos)

OBSERVACIONES: 1) B y H, ancho y alto del túnel  
 2) Válido para profundidades mayores de 1,5 (B+H)  
 3) En las clases 4, 5, 6, 6' y 6'' reducir la carga a la mitad, por encima nivel freático.

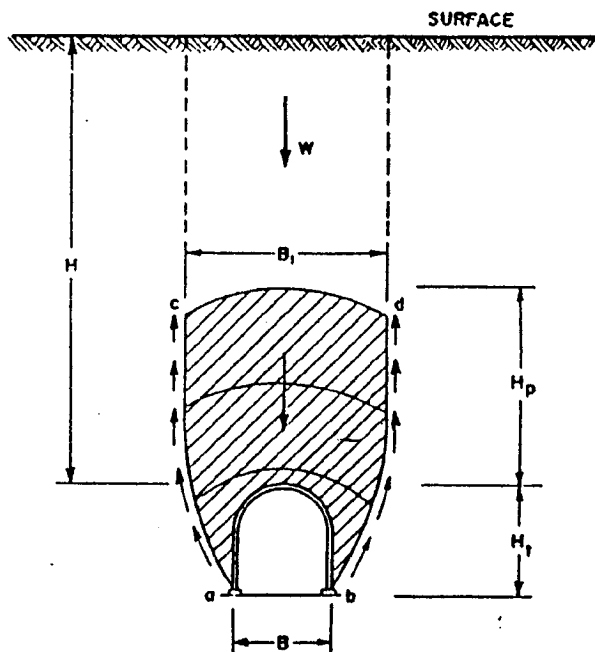


Fig. 9.24.- Diagrama simplificado de la carga de roca sobre un túnel (Terzaghi, 1946)

$$P_r = \frac{2}{J_r} \times Q^{-\frac{1}{3}}$$

Esta fórmula se representa gráficamente en la fig. 9.25 en función de Q y J<sub>r</sub>, estando dentro de la zona rayada los casos utilizados para la elaboración del estudio.

**Presión sobre hastiales**

Se obtiene con la misma expresión utilizada para la clave, pero modificando el valor de Q, por considerar que en los hastiales la presión (en rocas a partir de una cierta claridad) es menor que en la clave. Por esta razón y para poder aplicar la misma expresión lo que se hace es una "mejora ficticia" de la calidad de la roca a efectos de cálculo.

La modificación de Q se hace de la siguiente forma:

- Para Q > 10 se emplea el valor 5 Q
- Para 0,1 < Q < 10 se emplea el valor 2,5 Q
- Para Q < 0,1 se emplea el valor Q

Según Einstein et al, 1979, la correlación P<sub>r</sub>

presión presenta importantes limitaciones al estar basada en grandes cavernas en donde no se han efectuado medidas directas sino interpretadas.

**9.6.3. Estimación de la máxima longitud libre**

*A partir del Índice RMR*

En la fig. 9.26 se representa la longitud libre de excavación autoportante y el tiempo de permanencia sin soporte. De esta figura se puede deducir directamente la luz máxima y el tiempo, conocido el valor de RMR.

*A partir del Índice Q*

Se define el término "diámetro equivalente" (D<sub>e</sub>) como:

$$D_e = \frac{B}{ESR}$$

Siendo:

- B = diámetro, anchura o altura del túnel (m)
- ESR = parámetro obtenido del Cuadro 19

La máxima luz (m) de excavación (S<sub>pan</sub>) se define por:

$$S_{pan} = 2 \times ESR \times Q^{0.4}$$

En la fig. 9.27, se expresa gráficamente esta expresión. Alternativamente, el valor crítico de Q para una luz dada es:

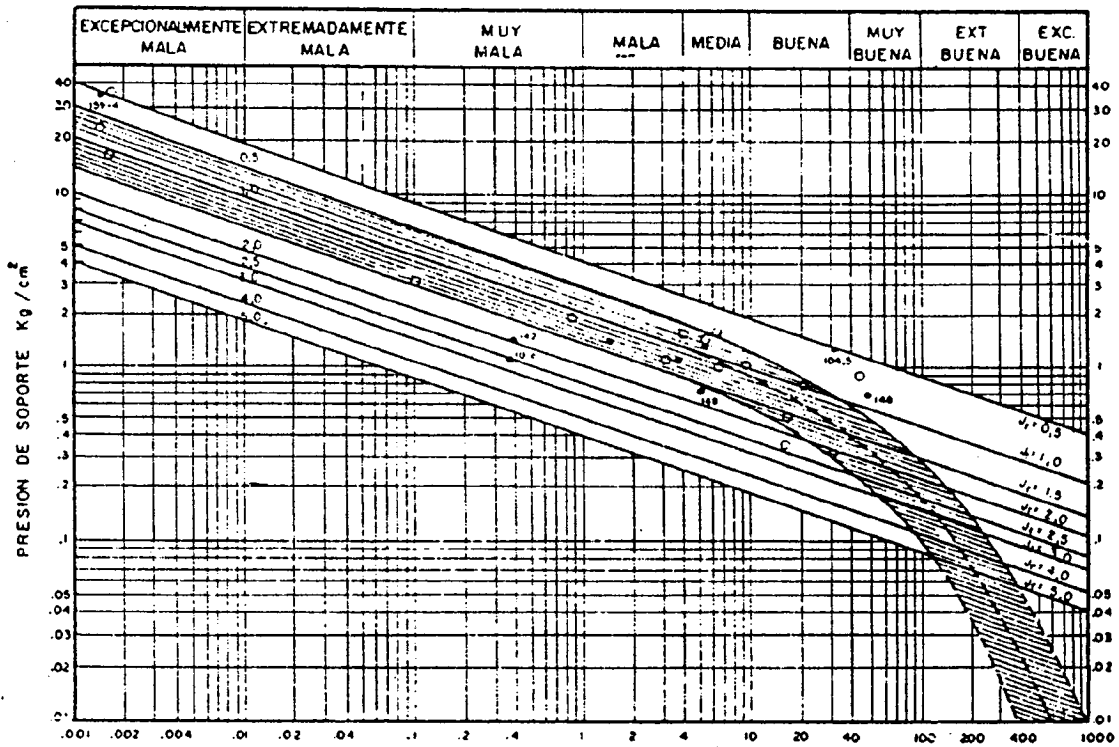
$$Q = \left( \frac{S_{pan}}{2} \times ESR \right)^{2.5}$$

**9.6.4. Diseño del sostenimiento por métodos empíricos**

Los métodos empíricos de diseño, en particular los basados en clasificaciones geomecánicas, proporcionan una aceptable estimación del sostenimiento de una excavación subterránea. Sin embargo, para su aplicación se deben tener en cuenta sus limitaciones:

- No cuantifican el factor de seguridad o probabilidad de rotura del sostenimiento proyectado, siendo en general conservadores.
- Se debe indicar la aplicabilidad del método elegido en función del caso estudiado.

Algunas de las limitaciones más destacadas según Einstein et al (1979) pueden ser las siguientes:



$$Q = \left( \frac{RQD}{J_n} \right) \times \left( \frac{J_r}{J_0} \right) \times \left( \frac{J_w}{SRF} \right)$$

Fig. 9.25.- Presión sobre el sostenimiento (Barton et al. 1974)

Q - combinación de diferentes parámetros que pueden dar lugar al mismo Q procedente de casos que precisaron distintos sostenimientos.

RMR - elaborada en cuatro etapas y basada en otras clasificaciones: Deere, Wickhan et al, Lauffer, e información del NATM. El método ha ido evolucionando según ha incorporado más casos.

Por ello, los anteriores autores recomiendan estudiar el túnel y la idoneidad de la clasificación elegida, siendo todos los métodos empíricos subjetivos, subjetividad que depende principalmente de:

- Parámetros geológicos
- Proceso constructivo
- Criterio del usuario en la sección de parámetros y su aplicación.

Sin embargo, su utilidad puede ser máxima en los siguientes casos:

- Antes de la constitución: estudios previos

cuando la información geológica es limitada.

- Durante la construcción: cuando el factor tiempo sea un condicionamiento taxativo, o cuando la experiencia adquirida permita una buena correlación con otros métodos.

**Sistema Q**

- *Sostenimientos del hormigón:*

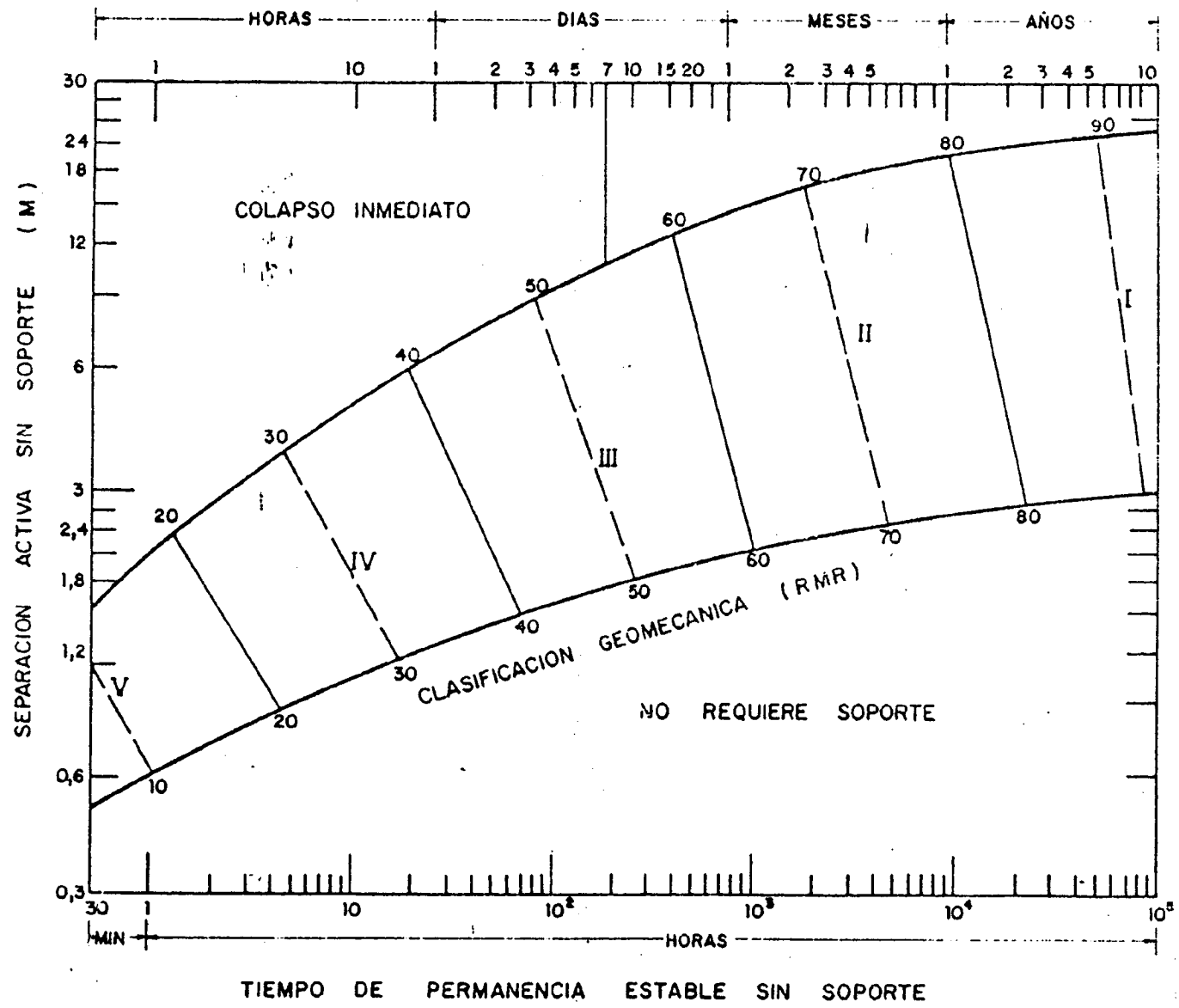
Se calcula el espesor de éste a partir de la expresión:

$$t = \frac{P \cdot R}{\sigma_c}$$

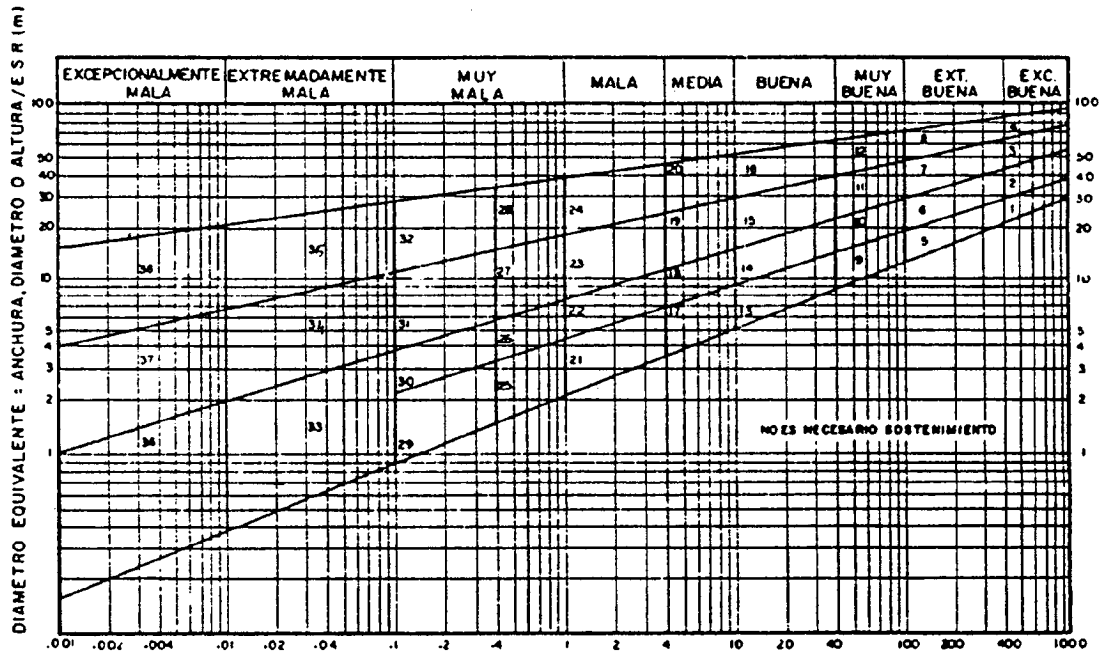
Donde:

- t = espesor del hormigón restimiento (cm)
- P = presión aplicada (k/cm<sup>2</sup>)

Fig. 9.26 - Clasificación geomecánica (Bieniawski, 1980)







$$Q = \left( \frac{ROD}{J_n} \right) \times \left( \frac{J_r}{J_0} \right) \times \left( \frac{J_w}{SRF} \right)$$

Fig. 9.27.- Tipos de sostenimiento (Barton et al. 1974)

R = radio interior del revestimiento (cm)  
 $\sigma_c$  = resistencia a compresión del hormigón (k/cm<sup>2</sup>)

- *Bulones*

Se calcula el espaciado a partir de la presión y la carga de trabajo en cada bulón.

La longitud de los bulones se puede obtener según las expresiones:

Bóveda =  $L = 2 + 0,15 \frac{B}{ESR}$   
 Hastiales =  $L = 2 + 0,15 \frac{H}{ESR}$

L = longitud del bulon (m)  
 B = anchura excavación (m)  
 H = altura excavación (m)  
 ESR = (Excavation Support Ratio) que es un parámetro que depende del tipo de excavación, cuyos valores se indican en la Tabla 9.17.

*Reglas prácticas para el dimensionado de los bulones*

- *Mínima longitud de bulones (L)*

$L \geq 3 \times$  espacio bulones  
 $L \geq 3 \times$  anchura crítica de cuñas potencialmente inestables

Para luces menores de 6 m:

$L \geq 1,5$  luz

Para luces de 18 a 30 m:

$L \geq 0,25$  luz

Para luces de 6 a 18 m:

L interpolarse entre 3 y 5 m de longitud

para luces mayores de 18 m:

L en hastiales  $\approx 1/5 \times$  altura de la excavación

- *Máximo espacio de bulones (S)*

$S \leq 1,5 L$   
 $S \leq 1,5$  anchura crítica de cuñas inestables

- *Mínimo espacio de bulones*

$S \geq 0,9$  m

*Orientación*

La orientación debe efectuarse de acuerdo con

Tabla 9.17.- Valores de ESR para distintos tipos de excavación

Tipo de excavación	ESR	N° casos
A. Minas abiertas temporalmente, etc. ....	ca. 3-5?	(2)
B. Pozos verticales 1) sección circular .....	ca. 2,5?	(0)
2) sección rectangular ó cuadrada .....	ca. 2,0?	(0)
C. Minas abiertas permanentemente, túneles hidroeléctricos, túneles piloto y galerías de avance para grandes excavaciones .....	1,6	(83)
D. Cavernas de almacenamiento, plantas de tratamiento de aguas, túneles pequeños de carretera y ferrocarril, túneles de acceso .....	1,3	(25)
E. Centrales eléctricas subterráneas, túneles grandes de carretera y ferrocarril, cavernas de defensa civil, boquillas, intersecciones .....	1,0	(79)
F. Centrales nucleares subterráneas, estaciones de ferrocarril, pabellones deportivos, y de servicios, etc. ....	ca. 0,8?	(2)

la disposición de las cuñas inestables y sus planos de discontinuidad en el caso de sostenimientos puntuales, así como conseguir un cosido lo más regular posible cuando sea ésta la función del bulonaje.

- *Hormigón proyectado*

No se indica una expresión para el cálculo del espesor de éste, pues considera que en pequeñas capas (2 - 5 cm) su función es evitar meteorización en la roca, especialmente en las fracturas, y no se debe utilizar para su cálculo la expresión indicada para el hormigón:

$$t = \frac{P \cdot R}{\sigma_c}$$

ya que habría que recurrir a un dimensionado de rotura por corte y no por flexión como supone la expresión anterior.

*Criterios empíricos*

En las Tablas 9.18, 9.19, 9.20 y 9.21 se definen 38 tipos de sostenimiento, que constituyen el criterio básico del sostenimiento dado por el índice Q.

Notas complementarias a los Cuadros anteriores:

- I. Para casos de roca muy comprimida con "golpe de roca" se colocarán bulones con placas de dimensiones grandes, separados del orden de 1 m o menos. El sostenimiento definitivo se colocará cuando termine el "desconche" de la roca.
- II. Se usan a veces diferentes longitudes de bulones en la excavación: 3, 5 y 7 m.
- III. Se usan diferentes tipos de longitudes de bulones en la excavación: 2, 3 y 4 m.
- IV. Se usan anclajes de clave tensados para complementar la presión del bulonado. Separación corriente: 4 - 6 m.
- V. Se usan a veces diferentes longitudes de bulones en algunas excavaciones: 6,8 y 10 m.
- VI. Se usan anclajes de cable tensados para complementar la presión del bulonado. Separación corriente: 4 - 6 m.
- VII. En algunas cavernas hidroeléctricas antiguas se han utilizado sistemáticamente bulones en el techo con "tela metálica" y un arco de hormigón de 25 - 40 cm como sostenimiento

definitivo.

- VIII. Casos en los que se manifiesta expansividad del terreno. Donde el efecto es importante se deja una cámara de expansión entre terreno y sostenimiento. Se drenará donde sea posible.
- IX. Casos sin arcilla expansiva o roca fluyente.
- X. Casos con roca fluyente. Se colocará un sostenimiento pesado como soporte definitivo.
- XI. Los autores deducen de la experiencia que en casos de expansividad o fluencia, el sostenimiento provisional está constituido por bulones tensados si  $(RQD/J_n) > 1,5$ , combinados a veces con hormigón proyectado. Si  $(RQD/J) < 1,5$ , el sostenimiento provisional puede consistir en varias capas de hormigón proyectado y bulones tensados, posteriormente colocados si funcionan. En casos de gran expansividad o fluencia será necesario colocar sostenimiento en el frente de avance.
- XII. Por razones de seguridad, la excavación se hará en varias secciones. Categorías 16, 20, 24, 28, 35 (para  $D_e > 15$  m sólo).
- XIII. La excavación se hará en varias secciones en casos de terrenos bastante fluyentes. Categoría 38 (para  $D_e > 10$  m sólo).

*Índice RMR* (ver Tabla 9.22)

*Índice SCR*

La clasificación SRC por analogía con el sistema de puntuación de RMR permite evaluar directamente las medidas de sostenimiento formuladas por el RMR sin más que sustituir el valor de SRC calculado por RMR, obteniendo así un RMR "corregido".

## 9.7. METODO DE EXCAVACION Y CONSTRUCCION

Los métodos constructivos ejercen una gran influencia sobre las condiciones geomecánicas del macizo, de forma que se producen alteraciones y cambios en las propiedades del mismo previas a la construcción. La apertura de una excavación implica una redistribución de las tensiones naturales con una rápida compresión y creación de tensiones inducidas. Las voladuras y los sistemas de excavación, el plazo de instalación de las medidas de sostenimiento, entre otros, afectan con muy distinto grado al comportamiento geomecánico y geológico del macizo rocoso. Por ello, es preciso tener en cuenta la influencia de estos factores en el diseño y valorar la modificación de propiedades al seleccionar los parámetros de cálculo.

Tabla 9.18.- Tipos de sostenimiento. Barton et al. (1974) (Para Q entre 1.000 y 10)

CATEGORIA SOPORTE	Q	R.O.D. Ja	Jr Jo	D <sub>o</sub> (m)	P t/cm <sup>2</sup>	D <sub>e</sub> (m)	TIPO DE SOPORTE	OBSERVACIONES
1*	1000-400	—	—	—	< 0.01	20-40	sb (urg)	—
2*	1000-400	—	—	—	< 0.01	30-60	sb (urg)	—
3*	1000-400	—	—	—	< 0.01	46-80	sb (urg)	—
4*	1000-400	—	—	—	< 0.01	65-100	sb (urg)	—
5*	400-100	—	—	—	0.05	12-30	sb (urg)	—
6*	400-100	—	—	—	0.05	19-45	sb (urg)	—
7*	400-100	—	—	—	0.05	30-65	sb (urg)	—
8*	400-100	—	—	—	0.05	48-88	sb (urg)	—
9	100-40	≥ 20	—	—	0.25	8.5-19	sb (urg) B (urg) 2.5-3 m	—
10	100-40	≥ 30	—	—	0.25	14-30	B (urg) 2-3 m B (urg) 1.5-2 m + clm	—
11*	100-40	≥ 30	—	—	0.25	23-48	B (rg) 2-3 m B (rg) 1.5-2 m + clm	—
12*	100-40	≥ 30	—	—	0.25	40-72	B (rg) 2-3 m B (rg) 1.5-2 m + clm	—
13	40-10	≥ 10	≥ 1.5	—	0.5	5-14	sb (urg) B (urg) 1.5-2 m B (urg) 1.5-2 m B (urg) 1.5-2 m + S 2-3 cm	I I I I
14	40-10	≥ 10	—	≥ 15	0.5	9-23	B (rg) 1.5-2 m + clm B (rg) 1.5-2 m + S (mr) 5-10 cm B (urg) 1.5-2 m + clm	I, II  I, II I, III
15	40-10	> 10	—	—	0.5	15-40	B (rg) 1.5-2 m + clm B (rg) 1.5-2 m + S (mr) 5-10 cm	I, II, IV  I, II, IV
16* See note XII	40-10	> 15	—	—	0.5	30-65	B (rg) 1.5-2 m + clm B (rg) 1.5-2 m + S (mr) 10-15 cm	I, V, VI  I, V, VI

Tabla 9.19.- Tipos de sostenimiento. Barton et al. (1974). (Para Q entre 10 y 1)

CATEGORIA SOPORTE	Q	R.O.D. Ja	Jr Jo	D <sub>o</sub> (m)	P t/cm <sup>2</sup>	D <sub>e</sub> (m)	TIPO DE SOPORTE	OBSERVACIONES
17	10-4	> 30	—	—	1.0	3.5-9	sb (urg) B (urg) 1-1.5 m B (urg) 1-1.5 m + S 2-3 cm S 2-3 cm	I I I I
18	10-4	> 5	—	≥ 10 m	1.0	7-15	B (rg) 1-1.5 m + clm B (urg) 1-1.5 m + clm B (rg) 1-1.5 m + S 2-3 cm B (urg) 1-1.5 m + S 2-3 cm	I, III  I  I, III I
19	10-4	—	—	≥ 20 m	1.0	12-29	B (rg) 1-2 m + S (mr) 10-15 cm B (rg) 1-1.5 m + S (mr) 5-10 cm	I, II, IV I, II
20* See note XII	10-4	—	—	≥ 35 m	1.0	24-52	B (rg) 1-2 m + S (mr) 20-25 cm B (rg) 1-2 m + S (mr) 10-20 cm	I, V, VI I, II, IV
21	4-1	≥ 12.5	≤ 0.75	—	1.5	2.1-6.3	B (urg) 1 m + S 2-3 cm S 2.5-5 cm B (urg) 1 m	I I I
22	4-1	> 10, < 30	> 1.0	—	1.5	4.5-11.5	B (urg) 1 m + clm S 2.5-7.5 cm B (urg) 1 m + S (mr) 2.5-5 cm B (urg) 1 m	I I I I
23	4-1	—	—	≥ 15 m	1.5	8-24	B (rg) 1-1.5 m + S (mr) 10-15 cm B (urg) 1-1.5 m + S (mr) 5-10 m	I, II, IV, VII
24* See note XII	4-1	—	—	≥ 30 m	1.5	18-46	B (rg) 1-1.5 m + S (mr) 15-30 cm B (rg) 1-1.5 m + S (mr) 10-15 cm	I, V, VI I, II, IV

Tabla 9.20.- Tipos de sostenimiento. Barton et al (1974)  
(Para Q entre 1 y 0,1)

CATEGORIA SOPORTE	Q	FACTORES CONDICIONANTES			p t / cm <sup>2</sup>	D <sub>0</sub> (m)	TIPO DE SOPORTE	OBSERVACIONES
		$\frac{R \cdot Q \cdot D}{J_n}$	$\frac{J_1}{J_0}$	D <sub>0</sub> (m)				
25	1.0-0.4	> 10	> 0.5	—	2.25	1.5-4.2	B (tgr) 1 m + mr or clm	I
		≤ 10	> 0.5	—			B (tgr) 1 m + S (mr) 5 cm	I
		—	≤ 0.5	—			B (tgr) 1 m + S (mr) 5 cm	I
26	1.0-0.4	—	—	—	2.25	1.2-7.5	B (tgr) 1 m + S (mr) 5-7.5 cm	VIII, X, XI
		—	—	—			B (tgr) 1 m + S 2.5-5 cm	I, IX
27	1.0-0.4	—	—	≥ 12 m	2.25	6-18	B (tgr) 1 m + S (mr) 7.5-10 cm	I, IX
		—	—	< 12 m			B (tgr) 1 m + S (mr) 5-7.5 cm	I, IX
		—	—	> 12 m			CCA 20-40 cm + B (tgr) 1 m	VIII, X, XI
		—	—	< 12 m			S (mr) 10-20 cm + B (tgr) 1 m	VIII, X, XI
28* See note XII	1.0-0.4	—	—	≥ 10 m	2.25	15-38	B (tgr) 1 m + S (mr) 10-40 cm	I, IV, V, IX
		—	—	≥ 20, < 10			B (tgr) 1 m + S (mr) 20-30 cm	I, II, IV, IX
		—	—	< 20 m			B (tgr) 1 m + S (mr) 15-20 cm	I, II, IX
		—	—	—			CCA (sr) 10-100 cm + B (tgr) 1 m	IV, VIII, X, XI
29*	0.4-0.1	> 5	> 0.25	—	3.0	1.0-1.1	B (tgr) 1 m + S 2-3 cm	—
		≤ 5	> 0.25	—			B (tgr) 1 m + S (mr) 5 cm	—
		—	≤ 0.25	—			B (tgr) 1 m + S (mr) 5 cm	—
30	0.4-0.1	≥ 5	—	—	3.0	2.2-6	B (tgr) 1 m + S 2.5-3 cm	IX
		< 5	—	—			S (mr) 5-7.5 cm	IX
		—	—	—			B (tgr) 1 m + S (mr) 5-7.5 cm	VIII, X, XI
31	0.4-0.1	> 4	—	—	3.0	4-14.5	B (tgr) 1 m + S (mr) 5-12.5 cm	IX
		≤ 4, ≥ 1.5	—	—			S (mr) 7.5-25 cm	IX
		< 1.5	—	—			CCA 20-40 cm + B (tgr) 1 m	IX, XI
		—	—	—			CCA (sr) 30-50 cm + B (tgr) 1 m	VIII, X, XI
32 See note XII	0.4-0.1	—	—	≥ 20 m	3.0	11-34	B (tgr) 1 m + S (mr) 40-60 cm	II, IV, IX, XI
		—	—	< 20 m			B (tgr) 1 m + S (mr) 20-40 cm	III, IV, IX, XI
		—	—	—			CCA (sr) 40-120 cm + B (tgr) 1 m	IV, VIII, X, XI

Tabla 9.21.- Tipos de sostenimiento. Barton et al (1974)  
(Para Q entre 0, y 1,001)

CATEGORIA SOPORTE	Q	FACTORES CONDICIONANTES			P t/cm <sup>2</sup>	D <sub>0</sub> (m)	TIPO DE SOPORTE	OBSERVACIONES	
		$\frac{R \cdot Q \cdot D}{J_n}$	$\frac{J_r}{J_n}$	D <sub>0</sub> (m)					
33*	0.1-0.01	≥ 2	—	—	6	1.0-3.9	B (tg) 1 m	IX	
		< 2	—	—			+ S (mr) 2.5-5 cm S (mr) 5-10 cm S (mr) 7.5-15 cm		IX VIII, X
34	0.1-0.01	≥ 2	≥ 0.25	—	6	2.0-11	B (tg) 1 m	IX	
		< 2	≥ 0.25	—			+ S (mr) 5-7.5 cm S (mr) 7.5-15 cm S (mr) 15-25 cm		IX IX
		—	< 0.25	—			CCA (sr) 20-60 cm + B (tg) 1 m		VIII, X, XI
35 See note XII	0.1-0.01	—	—	≥ 15 m	6	6.5-28	B (tg) 1 m	II, IX, XI	
		—	—	≥ 15 m			+ S (mr) 30-100 cm CCA (sr) 60-200 cm + B (tg) 1 m		VIII, X, XI, II
		—	—	< 15 m			B (tg) 1 m		IX, XI, III
		—	—	< 15 m			+ S (mr) 20-75 cm CCA (sr) 40-150 cm + B (tg) 1 m		VIII, X, XI, III
36*	0.01-0.001	—	—	—	12	1.0-2.0	S (mr) 10-20 cm	IX	
		—	—	—			S (mr) 10-20 cm + B (tg) 0.5-1.0 m		VIII, X, XI
37	0.01-0.001	—	—	—	12	1.0-6.5	S (mr) 20-60 cm	IX	
		—	—	—			S (mr) 20-60 cm + B (tg) 0.5-1.0 m		VIII, X, XI
38 See note XIII	0.01-0.001	—	—	≥ 10 m	12	4.0-20	CCA (sr) 100-300 cm	IX	
		—	—	≥ 10 m			CCA (sr) 100-300 cm + B (tg) 1 m		VIII, X, II, XI
		—	—	< 10 m			S (mr) 70-200 cm S (mr) 70-200 cm + B (tg) 1 m		IX VIII, X, III, XI

## CLAVE:

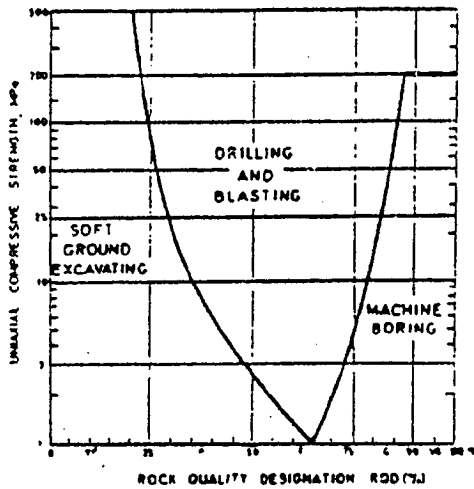
- Sb = Bulones puntuales  
 B = Bulonado sistemático  
 (Utg) = Inyectados sin tensión  
 (tg) = Tensados  
 S = Hormigón proyectado  
 mr = Mallazo  
 clm = Malla del tipo "tela metálica"  
 CCA = Anillo de hormigón  
 (Sr) = Armado con acero  
 Separación de bulones, dada en metros  
 Espesor de Hormigón, dado en centímetros

\*La experiencia es escasa para estimar el sostenimiento.

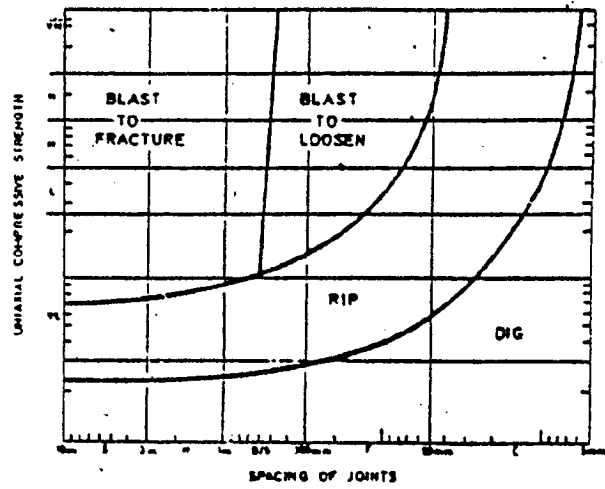
Clase roca. RMR	Excavación	S O S T E N I M I E N T O P R I M A R I O		
		Bulonado (*) (longitudes: túneles de 10 m. de luz)	Gunitado	Cerchas
I 81-100	A sección completa. Avances de 3 m.	Innecesario, salvo algún bulón ocasional.		
II 61-80	Plena sección. Avances de 1-1,5 m.	Bulonado local en bóveda, con longitudes de 2-3 m y separación de 2-2,5 m. eventualmente con mallazo	5 cm en bóveda para impermeabilización.	No
III 41-60	Galería en clave y <u>ba</u> taches. Avances de 1,5 a 3 m. en la galería	Bulonado sistemático de 3-4 m. con separaciones de 1,5 a 2 m en bóveda y hastiales. <u>Ma</u> llazo en bóveda	5 a 10 cm en la bóveda y 3 cm en hastiales.	No
IV 21-40	Galería en clave y <u>ba</u> taches. Avances de 1 a 1,5 m. en la galería	Bulonado sistemático de 4-5 m. con separaciones de 1-1,5 m en bóveda y hastiales, con mallazo	10-15 cm en bóveda y 10 cm en hastiales. Aplicación según avanza la excavación	Entibación ligera ocasional, con separaciones de 1,5 m.
V < 20	Galerías múltiples. Avances de 0,5-1 m en la galería de clave.	Bulonado sistemático de 5-6 m, con separaciones de 1-1,5 m en bóveda y hastiales, con mallazo. Bulonado de la solera.	15-20 cm en bóveda. 15 cm en hastiales y 5 cm en el frente. Aplicación inmediata - después de cada voladura.	Cerchas fuertes separadas 0,75 m. con blindaje de chapas, y cerradas en solera.

(\*) Bulones de  $\phi$  20mm., con resina.

Tabla 9.22.- Necesidades de sostenimiento (Bieniawski, 1979)  
(Aplicable a túneles de 5 a 121 m de luz y tens. vert. < 300 Kp/cm<sup>2</sup>)



- a -



- b -

Fig. 9.28.- Clasificación de Rocas en función de su ripabilidad según a) Muir Wood, 1972; b) Franklin et al, 1971

9.7.1. Tipos de terrenos y su excavación

La elección del sistema de arranque depende principalmente de:

- Resistencia de las rocas
- Dureza y abrasividad
- Fracturación
- Longitud del terreno a excavar
- Sección de la excavación
- Criterios de rendimiento y rentabilidad

Algunas clasificaciones de rocas aportan criterios para seleccionar a priori el sistema de arranque en virtud de su resistencia, fracturación, etc. En la fig. 9.28 se indican varias clasificaciones para evaluar el arranque. La clasificación de Louis (1974) incluyen las distintas condiciones de la excavabilidad en función de índices geomecánicos (fig. 9.29). Para un estudio detallado sobre la excavabilidad se remite a Cornejo, L. (1988).

Los ensayos más característicos que permiten valorar las condiciones específicas de excavabilidad, son las siguientes:

- Resistencia uniaxial por ensayos de carga puntual o compresión simple.
- Dureza, por el ensayo Shore, martillo Schmidt o cono "identer"
- Abrasividad
- Perforabilidad y corte
- Petrografía particularmente contenido en

cuarzo y tipo de cemento.

Los métodos más usados de perforación, excluyendo los mineros son:

- Rocas de muy alta resistencia = voladuras
- Rocas de alta resistencia = voladuras y máquinas tuneladoras
- Rocas de resistencia media y baja = máquinas tuneladoras, máquinas rozadoras y excavadoras.

Las máquinas rozadoras llevan los útiles de corte, o picas, en un cabezal al extremo de un brazo que puede recorrer el frente dentro de gálbos que oscilan habitualmente entre 15 y 120 metros cuadrados. El trazado se verifica al frente (ripping) o recortando perpendicularmente al mismo rebanadas sucesivas (milling).

Las máquinas tuneladoras generalmente excavan un frente circular a sección completa, mediante un cabezal rotativo provisto de varias coronas de picas cortantes, discos planetarios, etc. Las tuneladoras también llamadas TBM o topos (fig. 9.30) admiten en general, una amplia gama de rocas incluyendo las bandas hasta las de alta resistencia, con redimientos posteriores en los extremos de alta resistencia, y limitadas a las grandes secciones (más de diez metros de diámetro). La principal ventaja es el gran rendimiento que pueden alcanzar, pues en proceso continuo sanean, encerchan y revisten. Las limitaciones surgen en los macizos muy heterogéneos, fallas, aportes importantes



Tabla 9.29. - Clasificación de rocas en función del arranque para excavaciones subterráneas (C. Louis, 1974)

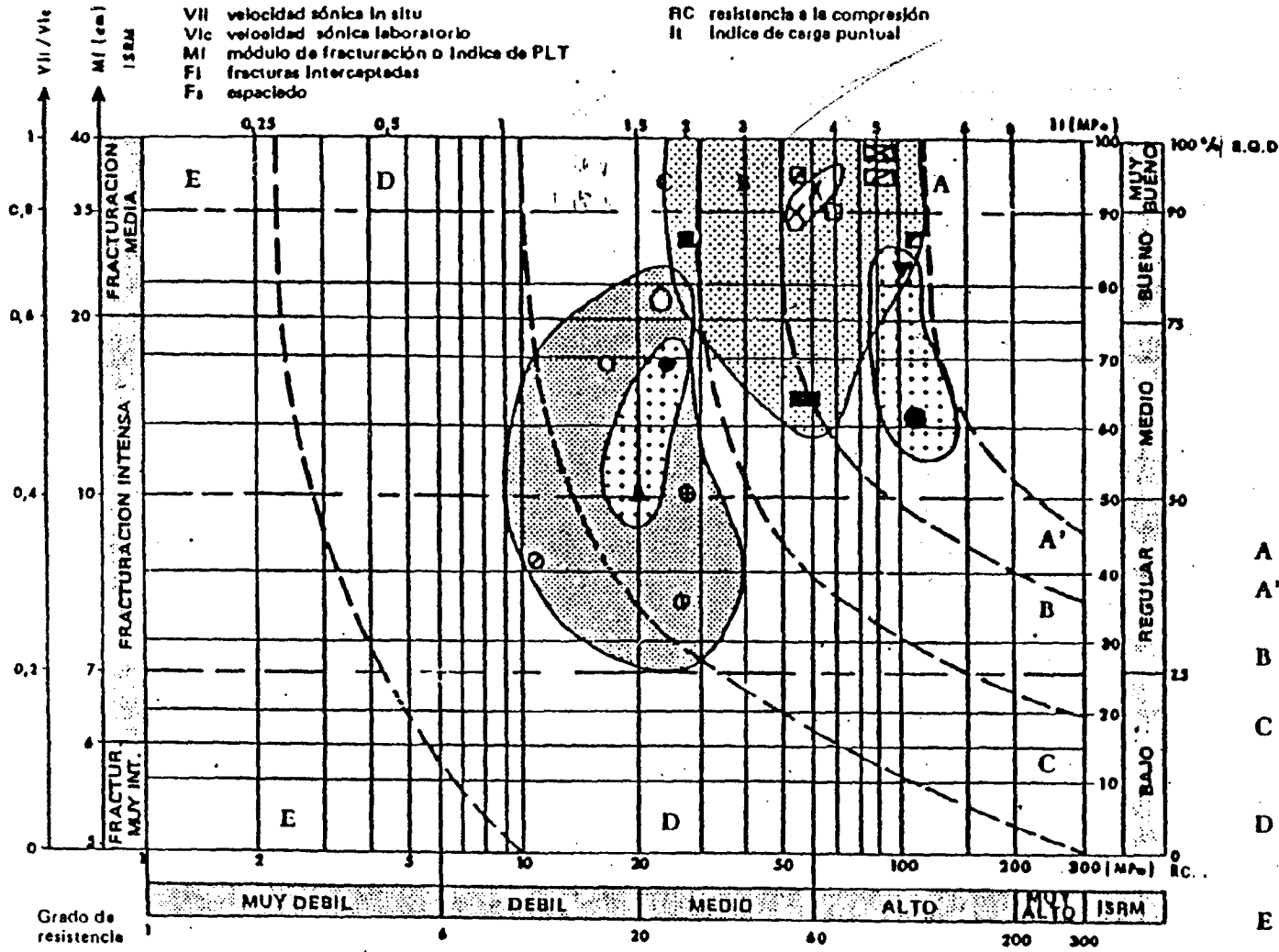


Fig. 9.30.- Máquinas tuneladoras TBM

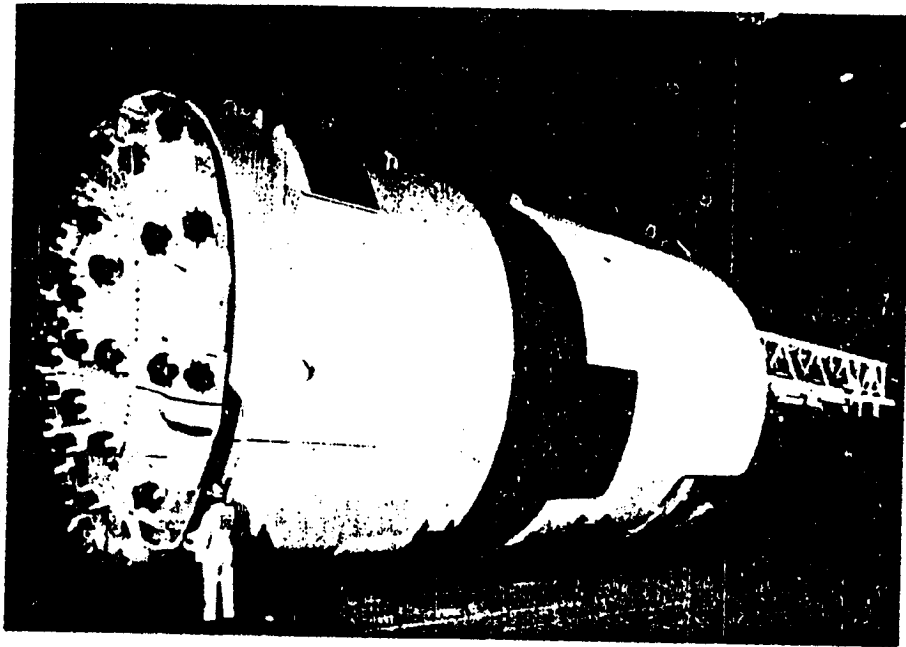


Fig. 9.31.- Ejemplo de sostenimiento por el NATM y curvas de deformación/tiempos

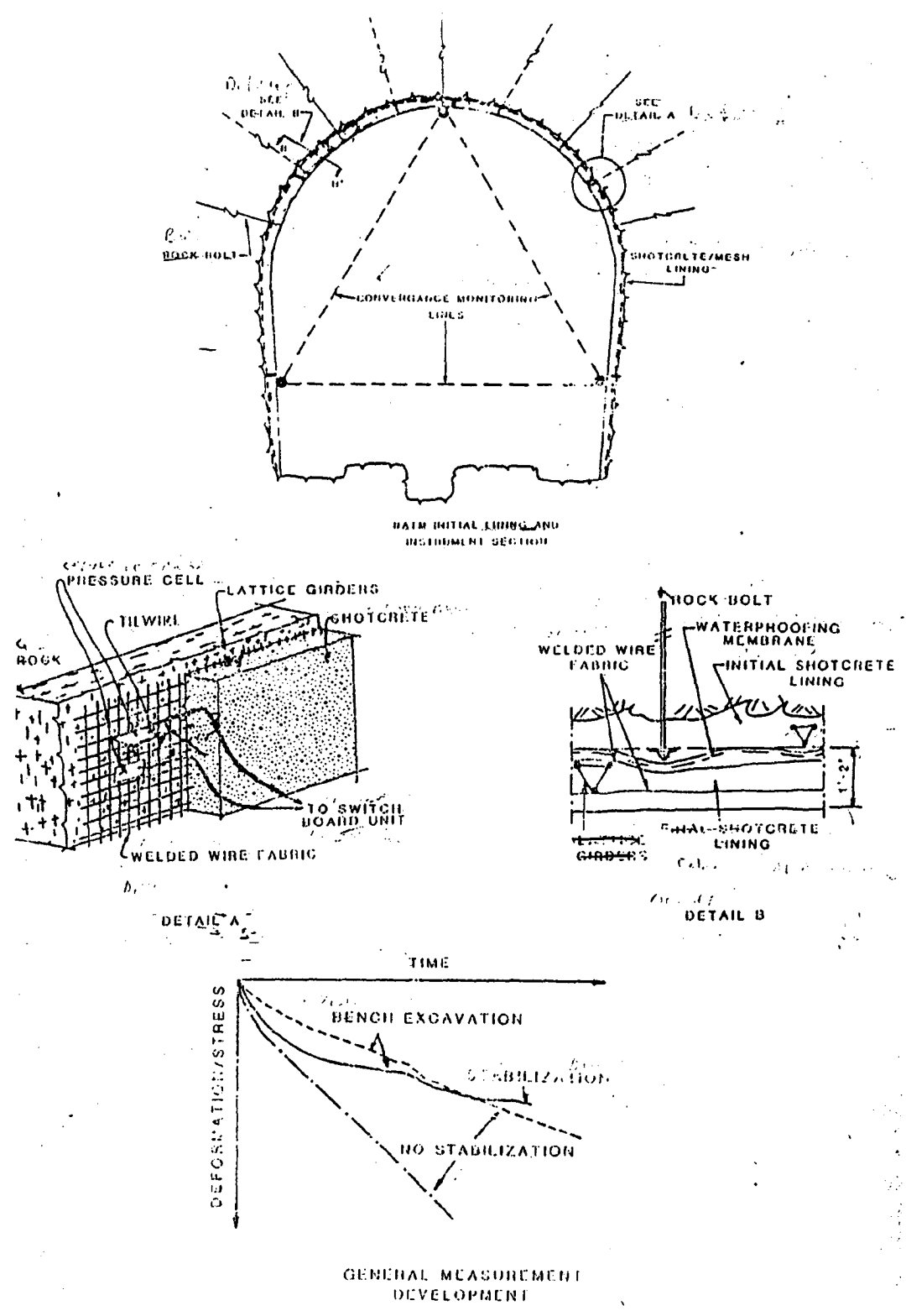
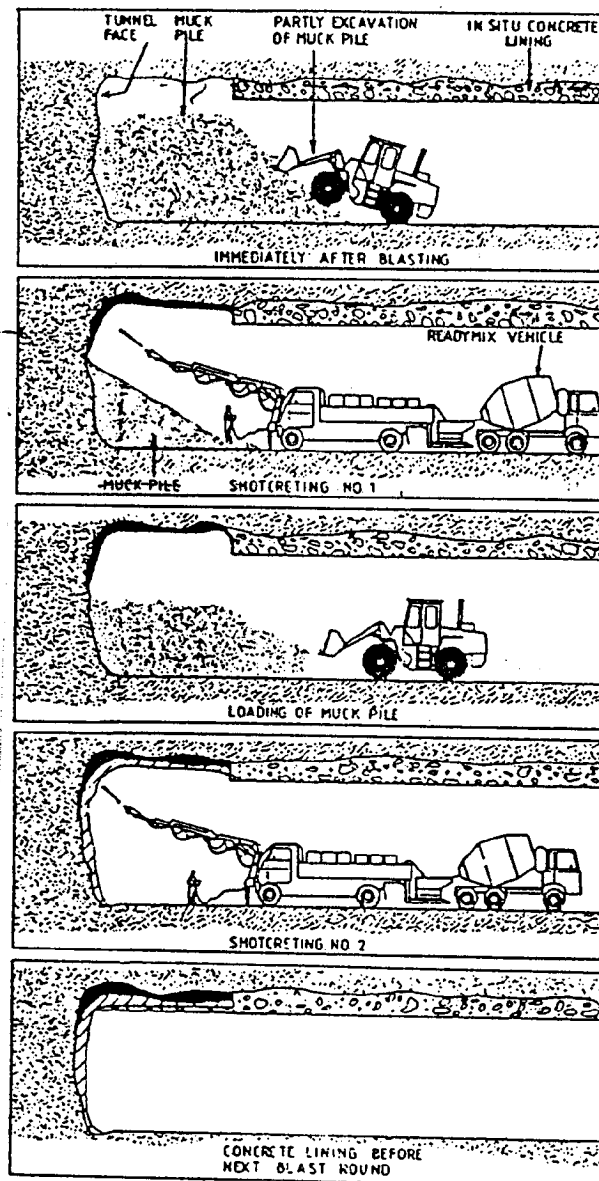


Fig. 9.32.- Excavación y sostenimiento aplicados para el paso débil en el túnel de Karmsund. (Martin, 1983)



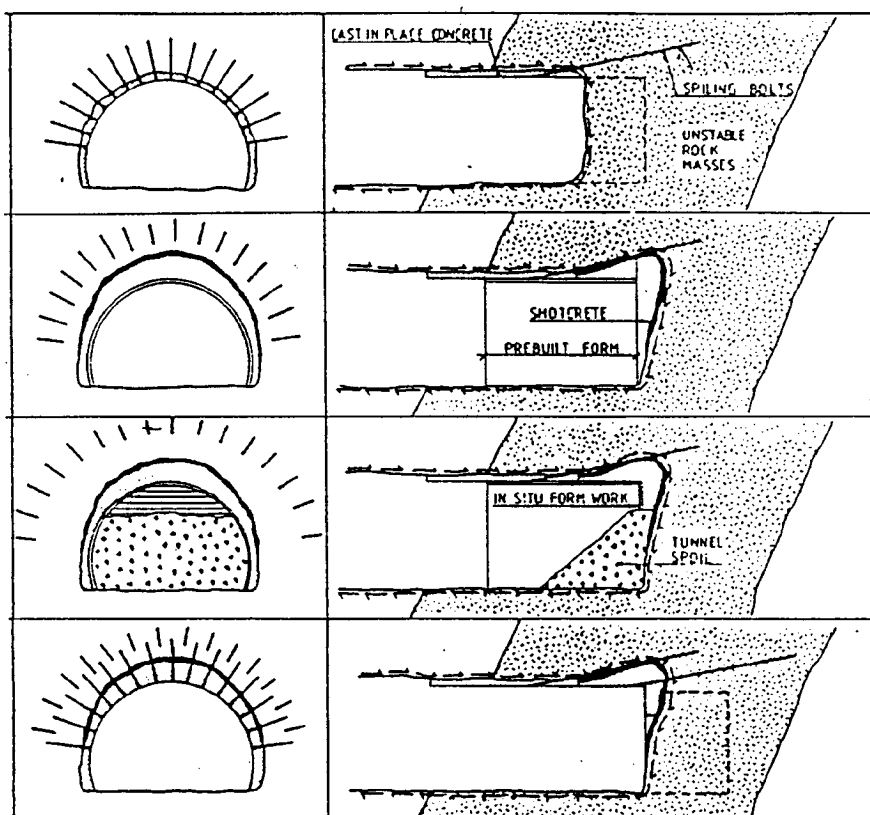


Fig. 9.33.- Excavación y sostenimiento de rocas muy inestables y débiles en el túnel de VARDO (Palmstrom, 1984).

de agua, terrenos muy plásticos y complejos, y en general precisan de un completo conocimiento de las condiciones geológicas a perforar. La elección del método se basa en un criterio de rentabilidad económica, una vez descartados los posibles criterios excluyentes: sección, longitud, problemas geológicos, dureza de las rocas, etc.

Las voladuras se emplean en rocas de alta resistencia y constituyen el procedimiento más habitual en las obras subterráneas. La perforación se suele efectuar por medio de jumbos y carros perforadores. Uno de los objetivos principales a lograr en una buena voladura es evitar un deterioro excesivo en la roca circundante a la excavación por criterios económicos y de estabilidad. Una voladura inadecuada da lugar a sobre-excavaciones y a un aflojamiento de las rocas con caídas de bloques y problemas de estabilidad adicionales. Por ello es preciso efectuar voladuras controladas y técnicas como el precorte, voladuras suaves, etc., que minimicen el daño estructural al macizo.

Con el precorte se trata de crear una superficie de rotura o corona exterior en la zona a perforar previa a la voladura general, de forma que cuando ésta se produzca no se propaguen fracturas y, en menor grado vibraciones más allá del contorno creado por el frente. En el recorte (que también es un tipo de voladura suave) los barrenos de la corona periférica detonan en último lugar, con la característica similar al caso del precorte de que la perforación específica (perforación por unidad de longitud, superficie, etc.) de dichos barrenos es alta y la carga por barreno baja.

El *Nuevo Método Austriaco* de Construcción de Túneles (NATM) fue desarrollado por Rabcewicz y otros en los años cuarenta, basándose en observaciones sobre el comportamiento reológico de las masas rocosas y las relaciones entre las deformaciones radiales y los requisitos de sostenimiento. Se indicó en túneles hidroeléctricos en los Alpes con precominio de esquistos.

El aplicable a todo tipo de terrenos, incluyendo los blandos y con escasa montera. Sus principios

básicos se pueden resumir en los siguientes:

- Aplicación inmediata de un soporte semirígido.
- Observaciones y medidas in situ de deformaciones/tiempo.
- Evitar zonas de concentración de tensiones, con elección de secciones redondeadas.

El principio del NATM es lograr que el terreno que rodea a la excavación actúe como un anillo portante, llegando a constituir un elemento fundamental del sostenimiento activo. Por tanto se deben reunir los siguientes requisitos:

- Consideraciones de tipo geomecánico.
- Elección de la sección más favorable.
- Evitar las tensiones desfavorables y las deformaciones excesivas, siguiendo un plan de trabajos y medidas de sostenimiento desarrolladas en secuencia adecuada.
- Optimización de la resistencia de las medidas de soporte en función de las deformaciones máximas admisibles.
- Control y medición sistemática in situ de deformaciones y presiones.

En la fig. 9.31 se muestra un ejemplo de sostenimiento y control de deformación por el NATM. Este método tiene además las características propias de requerir un control del comportamiento de los sostenimientos, generalmente bastante flexibles, a lo largo del tiempo, para detectar la estabilización de las deformaciones de la cavidad y exigir el momento de colocación del revestimiento definitivo, y la rigidez y resistencia del mismo. La aplicación de este método exige una buena caracterización geomecánica y una instrumentación adecuada para el seguimiento de la excavación.

#### 9.7.2. Excavación de terrenos difíciles

El avance y sostenimiento de túneles en los llamados terrenos difíciles, y que incluyen zonas de falla, cavidades, terrenos expansivos y fluyentes, junto o independientemente de aportes o flujos de agua, constituye uno de los principales riesgos de la excavación. Resulta necesaria la previsión de los mismos bien a nivel de proyecto o durante la propia construcción.

Las medidas a adoptar dependen en cada caso de las condiciones del túnel y su contexto geológico. Como principios generales es fundamental prevenir los desprendimientos y la formación de cavidades, mediante el conocimiento de la estructura geológica y la rápida excavación e instalación del sostenimiento.

Algunos ejemplos pueden ilustrar estos principios. En la Figura 9.32 se muestran las técnicas

seguidas para pasar una zona de 400 m de terreno muy fracturado y suelto en el túnel, subacuático y con unos 60 m de recubrimiento de roca. Otro ejemplo de excavación en terrenos de muy baja estabilidad se muestra en la fig. 9.33.

#### 9.8. BIBLIOGRAFIA

BARTON, N (1976), "Recent Experience With the Q-system for Tunnel Support. Proceedings", Symposium Exploration for Rock Engineering, ed. Z.T. Bieniawski, A.A. Balkema, Rotterdam, Vol. 1, pp. 107-114.

BARTON, N and CHOUBEY, V. (1977), "The Shear Strength of Rock Joints in theory and practice". Rock Mechanics, 10, pp. 1-54.

BARTON, N LIEN, R; LUNDE, J. (1974), "Engineering classification of Rock Masses for the Design of Tunnel Support". Rock Mechanics, Springer Verlag, Vol. 6, pp. 189-236.

BIENIAWSKI, Z.T (1973). "Engineering Classification of jointed rock masses". The civil Engineer in South Africa, Dec. Vol, 15, No. 12., pp. 335-344.

BIENIAWSKI, Z.T. (1974). "Geomechanics Classification of rock masses and its application in tunneling". Proceedings, Third International Congress Rock Mechanics, International Society for Rock Mechanics Denver, Color., Vol. IIA, pp. 27-32.

BIENIAWSKI, Z.T. (1976), "Rock mass classifications in rock engineering". Proceeding Symposium on Exploration for Rock Engineering, ed. Z.T. Bieniawski, A.A. Balkema Rotterdam, pp. 97-106.

BIENIAWSKI, Z.T. (1979), "The geomechanics classification in rock engineering applications". 4º Congreso Int. de Mecánica de Rocas, Montreux, Tomo 2, pp. 41-48.

BIENIAWSKI, Z.T. (1979), "Comparison of deformability measurements by petite sismique, the goodman jack, and flat jacks". Proc. 1979. Rapid Exc. and Tunnel Conf. AIMMPE, Vol I, pp. 901-916.

BIENIAWSKI, Z.T. (1979), "Rock mechanics design in

- mining and tunneling". Balkema, 272 pp.
- CAMERON-CLARKE, I.S. AND BUDAVARI, S. (1981). "Correlation of rock mass classification parameters obtained from borehole and in situ observations" *Engineering Geology*, Vol. 17, pp. 19-53.
- CORNEJO, L. (1988). "Excavación mecánica de túneles". Ed. Rueda, Madrid, 299 pp.
- DEERE, D.N.; HENDRON, F.D.; PATTON, F. AND CORDING, E.J. (1967). "Design of surface and near surface construction in rock". Symposium Rock Mechanics. 8th Minnesota, U.S.A.
- DUGLAS, T.H.; RICHARDS, L.R. AND ARTHUR, L.J. (1983). "Trial excavations for underground caverns at Dinorwick power station". *Geotechnique* Vol. 33, nº 44, pp. 407 - 432.
- EINSTEIN, H.H.; LABRECHE, M.J.; MARKOW, M.J. AND BAECHER, G.B. (1978) "Decision analysis applied to rock tunnel exploration". *Engineering Geology*, Vol. 12, nº 2, pp. 143-162.
- EINSTEIN, H.H.; STEINER, W. AND BAECHER, G.B. (1979). "Assessment of empirical design methods for tunnels in rock". Proc. 4th Rapid Excavation Tunneling Conf. AIME, New York, Vol 1, pp.683-706.
- ERASO ROMERO, A. (1974). "Incidencia cuantitativa de los parámetros geológicos del terreno en las obras de túneles". 1º Simposio Nacional sobre túneles. Madrid, Vol 1.
- FOOKES, P.G. (1967-68). "Planning and stages of site investigations". *Engineering Geology*, Vol 2. pp. 81 - 106.
- GOLSER, J. (1980) "Recent Developments in the NATM". *Water Power*, Febrero, 1980.
- GONZALEZ DE VALLEJO, L.I. (1981) "Métodos de clasificación de macizos rocosos aplicados a la construcción del túnel del Salto del Duque (Granada)". Simposio Usos Industriales del Subsuelo, SEMR, Madrid, pp. 1-4.
- GONZALEZ DE VALLEJO, L.I. (1983) "A new classification system for underground assessment using surface data". Intern Symp. Eng. Geol. and Underground Construction. LNEC. Lisboa, Vol. 1.
- GONZALEZ DE VALLEJO, L.I. (1984) "Investigaciones in situ de macizos rocosos para el reconocimiento de túneles". VIII Simp. Nac.
- Reconocimiento de macizos rocosos. SEMR, Tomo 2.
- GONZALEZ DE VALLEJO, L.I.; OTEO, C.S. (1986) "Site investigations for big tunnels. An application to the Pajares railway tunnel Inter. Congress on Large Underground opening. Int. Tunn. Assoc. Florence. Italia.
- GONZALEZ DE VALLEJO, L.I. (1985). "Tunneling evaluation using the surface rock mass classification system SRC" Inter. Symp. on the role of rock mechanics in excavations for mining and civil works. Zacatecas, Mexico, ISRM.
- GONZALEZ DE VALLEJO, L.I.; SERRANO, A.A.; CAPOTE DEL VILLAR, R. DE VICENTE, G. (1988). "Rock stress in Spain and its assessment by empirical methods". Inter. Symp. on Rock Mechanics y Power Plants. ISRM. Madrid.
- HANSEN & MARTINA, J. (1988). "Influence of faulting on rock excavation". Inter. Symp. ISRM on Rock Mechanics and Power Plants. Madrid.
- HEUZE, F.E. (1980). "Scale effects in the determination of rock mass strength". *Rock Mechanics*. Vol. 12, pp. 167-192.
- HOEK, E. (1982). "Geotechnical considerations in tunneling design and contract preparation". *Inst. Mining and Met. A.* pp. 101-109.
- HOEK, E. AND BROWN, E.T. (1980). "Empirical strength criterion for rock masses" *Jl. Geotechnics Eng. ASCE*, Vol. 106, nº GT9, pp. 1013-1035.
- HOEK, E. AND BROWN, E.T. (1980). "Underground excavations in rock". *Ints. Min. and Met.* London.
- ISLEY, R.C.; COSTELLO, M.J. (1983). "Discontinuity characterization for underground opening in the Milwaukee Water Pollution Abatement Program". *Underground space*, Vol. 7, pp. 214-220.
- JIMENEZ SALAS, J.A. et al (1980). "Geotécnia y cimientos" Ed. Rueda, Madrid, Tomo III, segunda parte.
- KAISER, P.K.; GALE, A. (1985). "Evaluation of two rock mass classifications systems Inter. Sympo. on the role of rock mechanics in excavations for mining and civil works. ISRM. Zacatecas, México, pp. 339-346.

- LAUBSCHER, D.H. (1984). "Design aspects and effectiveness of support systems in different mining conditions" Trans. Int. Mining and Met. Sec. A. pp. 93.
- LOUIS, C. et al (1974). "Un ensayo para la definición del tipo de sostenimiento en los trabajos subterráneos en rocas". 1º Simposio Nacional sobre Túneles. Madrid. Vol 1.
- LOUIS, C. (1974). "Reconnaissance des massifs rocheux par sondages et classifications géotechniques des roches" Annales Sols et Foundationd. nº 108, pp. 97-122.
- MARTIN, D. (1983). "Fibrecrete gives face in delicate undersea tunnel blasting job". Tunnels and Tunn. July.
- MERRIT, A.H. (1972) "Geological predictions for underground excavations". North American rapid excavations and tunneling conference. Chicago, Proceedings, Vol. 1, pp. 115-132.
- MERRIT, A.H. (1972) "Prediction for underground excavations". Proceedings, rapid excavation and tunneling conference, American Institution of Mining Engineers. New York, pp. 115-132.
- MORENO TALLON, E. (1982). "Comparison and application of geomechanics classification schemes in tunnel construction. Proc. Tunnel 82 conference. Institution of Mining and Metallurgy. London. pp. 241-246.
- MORENO TALLON, E. (1981) "Las clasificaciones geomecánicas de las rocas aplicadas a las obras subterráneas". cuaderno. Eptisa, 1.
- MORENO TALLON, E. (1981) "Utilización y comparación de métodos de clasificación de rocas en excavaciones subterráneas". Simposio Usos Industriales del Subsuelo. Tomo 1, pp. 1-5 SEMR.
- MULLER, L. AND SPAUN, G. (1977). "Tunnel construction in soft ground". Rock Store. Stockholm, Vol. 3, pp 3-8.
- MUSSGER, K. (1984) "Pajares tunnel finite element study". Internal. Report. Law-Geoconsult Inter (Inédito).
- OTEO MAZO, C.S. (1978). "Ensayos de laboratorio en la Mecánica de rocas". Bol. Soc. Esp. Mec. suelo. 33.
- OTEO MAZO, C.S. (1978). "Técnicas de instrumentación en la mecánica de rocas". Bol. Soc. Esp. Mec. Suelo 34, 3-28.
- PALMSTROM, A. (1975). "Characterization of degree of jointing and rock mass quality". Intern. Report Ing. A.B. Berdel, A.S. Oslo, pp. 62.
- PALMSTROM, A. & BERTHELSEN, O. (1988). "The signification of weakness zones in rock tunnelling". Inter. Symp. on Rock Mechanics and Power Plants. ISRM. Madrid.
- PRIEST, S.D. AND BROWN, E.T. (1983). "Probabilistic stability analysis of variable rock slopes". Trans. Int. Min. Met. London Sec. A. Vol. 92, pp. 1-12.
- PROTODYAKONOV, M.M. (1964). "The size in investigations of rock and coal". Pro. Int. Conf. on stress in the Earths Crust. Henry Sch of mines. New York.
- PROTODYAKONOV, M.M. Klassifikacija Gorotvoru (originally in Russian) translated into French "Tunnels at Ouvrages souterrains", Vol. 1, Nº 1, pp. 31-34.
- RABCEWICZ (1964). "The New Austrian Tunnelling Method". Water Power, Nov. y Dic. 1964 y enero 1965.
- RODRIGUES DE CARVALHO, J.A. Y CONCEICAO DAVID, J.M. (1983). "Site investigations, design and construction. A tunnel case history". Proc. Inter. Symp. Eng. Geol. and Underground Construction, Lisbon, Vol. 1, pp. 111 (179-188).
- RUTLEDGE, J.C. AND PRESTON, R.L. (1978). "Experience with engineering classifications of rock for the prediction of tunnel support". Proc. Intern. Tunneling Symposium, Tokyo, pp. A-3-1:7.
- SELMER-OLSEN, R. AND BROCK, E. (1977). "General design procedure for underground openings in Norway". Proc. Rock Store 77, pp. 219-226.
- SEN, Z. (1984). "RQD models and fracture spacing" JI. Geotech. Eng ASCE. Vol. 110, pp. 18576.
- SERAFIM, J.L. AND PEREIRA, J.P. "Considerations of the geomechanics classification of Bieniawski". Proc. Int. Symp. on Eng. Geol. and Underground Constr. LNEC, Lisbon, Portugal.
- SJOGREN, B., OFSTHUS, A., SAHDBERG, J. (1979). "Seismic classification of rock mass qualities" Geophysical prospecting, 27, pp 15-99.



UNAL, E. (1983) "Design guidelines and roof control standards for coal mine roofs". Ph. D. Thesis, The Pennsylvania State University.

WAGGONER, E.B. AND DAUGHERTY, CH.W. (1985). "Geologic site investigations for tunnels". Underground Space, Vol. 9, pp. 109-119.

WEST, G. DUMBLETON, M.J. AND LAKES, L.M. (1981). "Site investigations for tunnels". Int.

Jl. Rock. Mechanics Sci. and Geomec. Abs. Vol. 18, pp. 345-367.

WICKHAM, G.E., TIEDEMANN, H.R. ANDSKINNER, E.H. (1972), "Support determination based on geologic predictions" Proceedings, Rapid Excavation and tunneling conference, AIME, New York, pp. 43-64.

## CAPITULO 10

### INGENIERIA GEOLOGICA Y ESPACIO SUBTERRANEO

#### 10.1. INTRODUCCION

Dejando aparte las obras subterráneas ya descritas en los capítulos referentes a túneles y minería, se está produciendo una utilización creciente del espacio subterráneo con usos muy diversos, como pueden ser los industriales y energéticos, el almacenamiento, las infraestructuras urbanas, la vivienda, fines militares o estratégicos, depósito de residuos, etc.

Las realizaciones son notables, tanto por sus dimensiones como por las solicitaciones no usuales que imponen al terreno en muchos casos y que han obligado al desarrollo de técnicas específicas. Se añaden aquí los diversos campos de la Geología e Hidrogeología, la Mecánica de Rocas y nuevas Tecnologías de construcción, experimentación y reconocimiento.

Desarrollaremos en este capítulo los aspectos de Ingeniería Geológica más directamente relacionados con este tipo de obras.

#### 10.2. LA ARQUITECTURA SUBTERRANEA

##### 10.2.1 Los antecedentes históricos. El trogloditismo

Desde la más remota antigüedad el hombre ha buscado refugio en cavidades naturales, principalmente de tipo kárstico, pero en otras ocasiones ha excavado recintos subterráneos aprovechando formaciones blandas y poco alterables que a su vez reúnan determinadas condiciones morfológicas de defensa y ocultación. Se buscaba también que la capa horadada tuviera una cobertera impermeable como protección frente a la infiltración de lluvia.

Los materiales más frecuentemente utilizados por las civilizaciones trogloditas son: tobas, areniscas y calcarenitas blandas, margas, loess. En tiempos modernos y con mejores útiles de excavación la resistencia de las rocas horadadas ha alcanzado los 200 kp/cm<sup>2</sup>.

Aunque en algunos casos se han utilizado

cobijos semienterrados la tipología más usual es la del recinto excavado en una llanura o en un frente rocoso.

En algunos casos la cueva se limita a una sala única pero frecuentemente de esta sala inicial parten otras varias en el mismo plano o en planos distintos constituyendo un habitáculo para una o varias familias, sus animales, etc. (ver fig. 10.1).

Por agrupación de estas viviendas se han llegado a formar auténticos poblados de considerable extensión. Son famosos los de Matmata (Túnez), Capadocia, Massafra (Italia), Santorini (Grecia), etc. En España (figs. 10.2 y 10.3) existen importantes poblados en Guadís, Cuevas de Almanzora, El Sacromonte (Granada), el Setenil (Málaga), etc.

El método también se utilizó en templos y palacios subterráneos pudiendo citarse por sus dimensiones el templo de Abu-Simbel en Egipto, los de Petra en Jordania, Lalibela (Etiopía) y los monasterios de Ajanta y Ellora en la India.

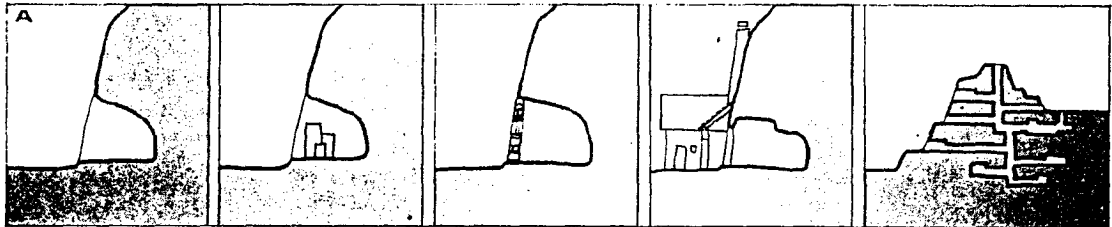
##### 10.2.2 Las edificaciones subterráneas modernas

En el presente siglo se está produciendo un desarrollo creciente de las construcciones subterráneas por razones ambientales y de espacio y, en algunos casos, por motivos defensivos.

La solución más frecuente (fig. 10.4) es la de recubrir con tierra una estructura ejecutada a cielo abierto (*construcciones enterradas o semienterradas*); "earth-sheltered" en la terminología internacional, aunque en lugares de terreno favorable también se recurre a la excavación subterránea completa.

La lista de realizaciones resulta cada vez más numerosa pudiendo citarse la Biblioteca de la Universidad de Minesota, la Basílica de San Pío X en Lourdes, el Colegio Terraset (E.E.U.U.), etc.

Se están llevando a cabo diferentes aplicaciones en la proximidades de edificios históricos, centros urbanos, etc. para ampliar el espacio disponible,



A.- Habitaciones excavadas en una pared  
 B.- Habitaciones excavadas perpendicularmente al suelo

- Las grietas son excavadas siguiendo un eje horizontal, dentro de una pared vertical (figura A)
  - En lugares planos, sin obstáculos, los trogloditas excavan una fosa perpendicular (figura B).
- Al obtener así una pared vertical se procede a excavar siguiendo un eje horizontal, constituyendo la génesis de las excavaciones arquitectónicas con organización espacial estructurada.

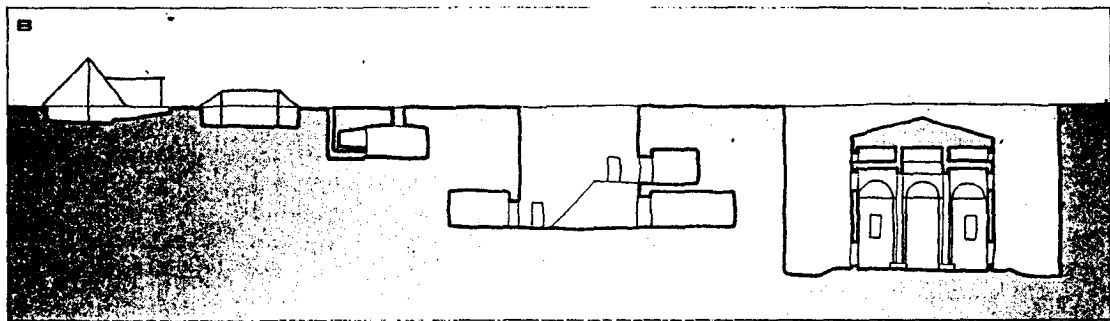


Fig. 10.1.- Diferentes tipologías de viviendas trogloditas (según Charneau y Trobbi, 1981)

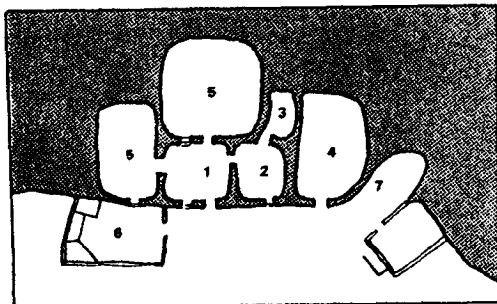


Fig. 10.2.- Vivienda en La Muela (Aragón).  
 1. Entrada. 2. Cocina. 3. Bodega. 4. Establos  
 5. Dormitorios. 6. Cercado del patio.  
 7. Almacén de carretas

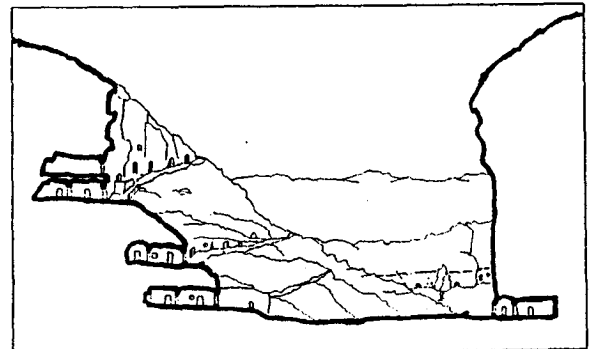


Fig. 10.3.- Cuevas de Alanzora (Andalucía)  
 Sección del barrio troglodita

Resultan condiciones esenciales para la ejecución de estas viviendas, la ripabilidad del terreno, su utilización para préstamos y rellenos y la ausencia de un nivel freático en la zona a excavar.

En caos complejos se utilizan tecnologías ya desarrolladas en otras áreas, como los muros-pantalla, el cosido y gunitado del terreno, la tierra armada, etc.

### 10.3. REDES DE TRANSPORTE Y SERVICIOS

Los problemas generales de estas redes se desarrollan en túneles o galerías de pequeña o mediana sección ya han sido tratados con carácter general en el capítulo 9.

Los *servicios* (electricidad, teléfonos, saneamiento, etc.) suelen ir en galerías generalmente visitables y con tamaños cada vez mayores, pero relativamente próximas a la superficie, por lo que es frecuente su ejecución a cielo abierto. Ello no impide que en muchos casos se planteen problemas de drenaje, excavación, interacción con edificios próximos, cruce de zonas blandas, etc. (fig. 10.6).

Respecto a las grandes zanjas requeridas debemos indicar que la mayoría de las normas obligan a entibarlas, aunque sea de manera somera, en cuanto su profundidad supera 1,50 m. En casos de terreno fluyente o de baja cohesión es necesaria una entibación cuajada, la cual puede ser de tipo provisional (por ejemplo mediante madera o tablestacados metálicos) o definitiva mediante pantallas in situ.

En cuanto a los ferrocarriles metropolitanos, cada vez es más complicada su ejecución a cielo abierto, por lo que se opta por buscar formaciones competentes y profundas en las cuales la excavación no afecte a las edificaciones superficiales y no se vea influenciada por acuíferos ocupando las capas superiores del terreno, generalmente la más permeable y menos consolidadas.

Las secciones y por tanto el diseño de los vagones, se adapta a las condiciones del terreno llegándose en algunas ocasiones a túneles muy estrictos, ejecutados por el método del escudo y con revestimiento de dovelas (fig. 10.7).

Los principales problemas se plantean en las estaciones en razón de sus mayores luces, llegándose entonces a construcciones muy laboriosas a sección partida o combinando varias secciones elementales de túnel (fig. 10.8). Recientemente se han construido escudos múltiples que pueden avanzar con toda la sección.

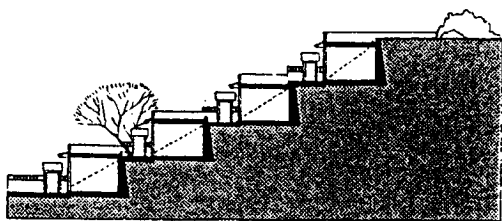


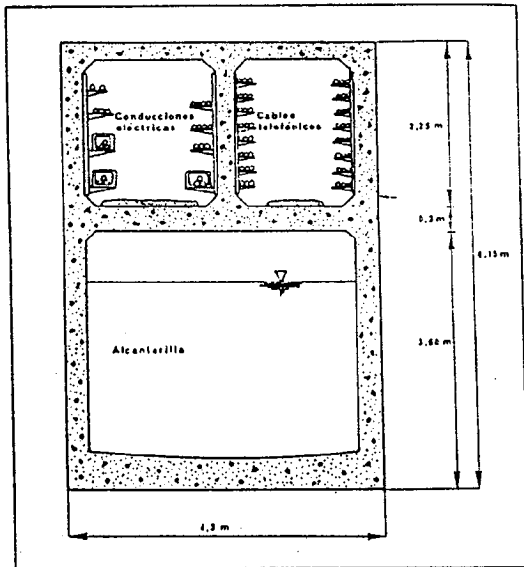
Fig. 10.4.- Proyecto de vivienda económica semienterrada. Concurso nacional de viviendas rurales. (Según Jianzhu Xuebao, Architectural Journal, Beijing n° 10, Octubre 1981)

Fig. 10.5.- Viviendas subterráneas modernas con estructuras curva y abovedadas

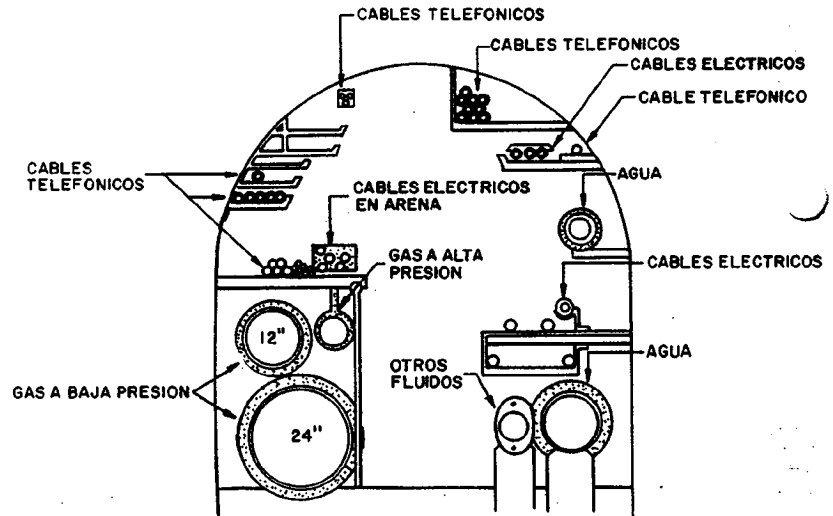
conseguir plazas de aparcamiento, etc.

En el caso de viviendas, son preferibles las soluciones semienterradas por cuanto permiten cierta entrada de luz natural, bien de modo frontal o cenital. Al mismo tiempo, se procura reducir a 1 ó 2 m la sobrecarga de tierras que incide sobre el techo o cubierta, cuya función es principalmente de aislamiento térmico y protección, recurriéndose frecuentemente o aislantes artificiales.

En las formas, tanto en planta como en alzado, se buscan estructuras curvas o abovedadas que resultan más apropiadas para resistir los empujes (fig. 10.5).



a) Túnel multiuso en Japón



b) Túnel multiuso en Londres

Fig. 10.6.- Secciones tipo de galerías de servicio (según Lohvizen, 1989)

La profundidad del trazado de los ferrocarriles subterráneos obliga a pozos y complejas instalaciones de acceso que por sí constituyen importantes obras de ingeniería y sobre las que los empujes pueden ser superiores a los que recibe el tramo en túnel.

La rigidez del trazado y de rasante de las redes urbanas hace que en muchos casos sea inevitable el cruce de zonas problemáticas, como fallas, paleocauces, etc. lo cual obliga a la utilización puntual de técnicas especiales, como puede ser la congelación del terreno o la mejora del mismo mediante inyecciones, "jet-grouting", etc.

#### 10.4. USOS INDUSTRIALES DEL ESPACIO SUBTERRANEO

Dentro de la gran variedad de usos posibles consideraremos preferentemente por su importancia los energéticos y los de almacenamiento.

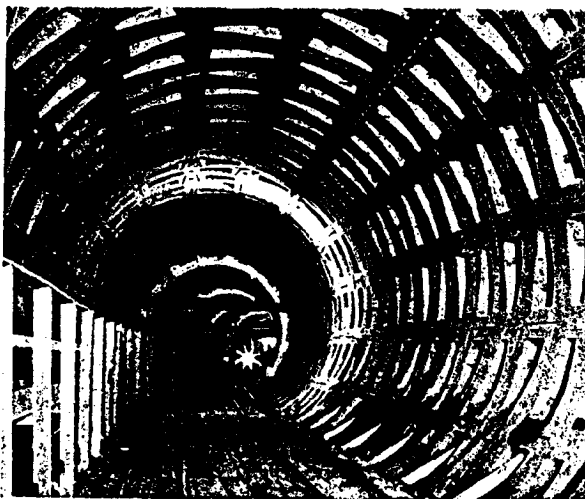
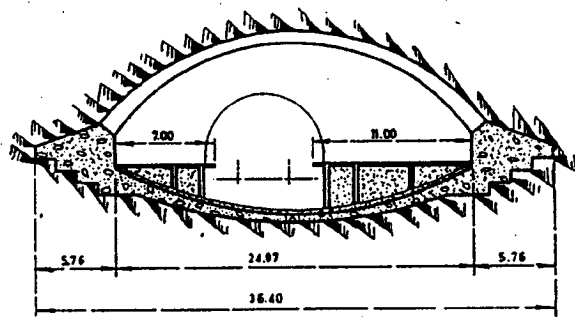


Fig. 10.7.- Túnel revestido mediante dovelas, Metro de Munich, (Jacob, 1976)



- Coupe transversale de la gare "NATION"

Fig. 10.8.- Secciones tipo de estaciones de ferrocarriles metropolitanos

#### 10.4.1 Usos energéticos

Pueden citarse en primer lugar el aprovechamiento de energía geotécnica mediante sondeos profundos en el terreno y el almacenamiento de calor en cámaras excavadas, si bien este último procedimiento está aún en fase experimental. Condicionantes ecológicos y ambientales están aconsejando también utilizar cavernas subterráneas para el tratamiento de basuras y residuos sólidos provocando un proceso de digestión que da lugar a la formación de *biogas* que puede ser aprovechado para calefacción de núcleos urbanos. En algunas plantas experimentales se han obtenido 420 m<sup>3</sup> de gas por tonelada de sólidos volátiles (Köhlin y Szikriszt, 1984).

Un uso mucho más antiguo y extendido es la construcción de centrales para la producción de energía eléctrica, bien de tipo hidráulico (figs. 10.9 y 10.10) o nuclear. Suelen combinar una o varias cavernas principales con numerosos túneles, pozos y galerías los cuales modifican substancialmente el equilibrio tensional del macizo rocoso y plantean complejos problemas de interacción en la ejecución (fig. 10.11).

Las centrales subterráneas tienen ventajas interesantes, como una construcción independiente del clima, mayor estabilidad sísmica, mejores condiciones del macizo rocoso en razón de la profundidad, mayor protección de las instalaciones, etc. En el caso de centrales hidráulicas puede aumentarse el salto si se comina la salida de turbinas con un depósito donde se almacenan temporalmente el agua turbinada hasta que se bombea nuevamente el embalse superior fuera de los períodos de máximo consumo (fig. 10.12). El sistema puede invertirse ubicando el depósito de almacenamiento por encima del nivel de turbinas aprovechando los desniveles ofrecidos por relieves escarpados. Este caso sin embargo suele plantear mayores problemas debido a que en esas zonas el macizo rocoso puede encontrarse más decomprimido y fracturado y presenta una mayor sensibilidad sísmica.

En el caso de centrales nucleares, a las ventajas antes expuestas se une el mínimo impacto ambiental y la protección frente a agentes externos, aunque la construcción en condiciones subterráneas suele ser en estos casos más dificultosa y lenta que en superficie, dada la complejidad de las instalaciones.

Es interesante citar también el almacenamiento de energía en cavidades subterráneas utilizando aire comprimido, el cual se retorna a una turbina en

superficie cuando resulta necesario (fig. 10.13).

El estudio de estos complejos múltiples sólo puede hacerse mediante modelos tridimensionales, muy difíciles de realizar sin un reconocimiento exhaustivo del macizo, por lo cual suelen plantearse en fases, sirviendo cada una de ellas para el planteamiento de las siguientes.

En estos casos tiene gran interés dimensionar los macizos de separación entre excavaciones contiguas, ya que en ellos se concentran las compresiones verticales pudiendo llegarse al fallo de los mismos si el núcleo resistente es muy reducido o la roca está muy fracturada, bien de modo natural o por efecto de los trabajos de excavación.

Debe señalarse también que la heterogeneidad y anisotropía de los macizos rocosos da lugar a variaciones de condiciones geomecánicas y estructurales en distancias relativamente cortas y dada la gran variedad de alineaciones y orientaciones de los complejos con cavidades múltiples, deben esperarse casos de situaciones poco favorables. Los problemas suelen concentrarse en las intersecciones o bifurcaciones de galerías, trazados de tipo curvo o inclinado, etc., todo ello sin contar la progresiva evolución de las condiciones estructurales o hidrogeológicas del macizo a medida que avanzan las excavaciones.

#### 10.4.2 Almacenamiento

Es el uso más generalizado, abarcando productos muy diversos como

- mercancías o alimentos
- combustibles (petróleo, gas natural, etc.)
- deshechos radiactivos

Cada tipo de producto impone unas exigencias distintas al almacén subterráneo, el cual puede construirse expresamente o implantarse en cavidades preexistentes, por ejemplo minas abandonadas, aunque este caso es relativamente raro.

##### *b) Almacenamiento de mercancías*

Cuando el coste del terreno y las necesidades de espacio justifican la construcción subterránea, este tipo de almacenamientos poseen grandes ventajas en cuanto a protección, consumos energéticos, etc. La solución resulta más apropiada para almacenamientos

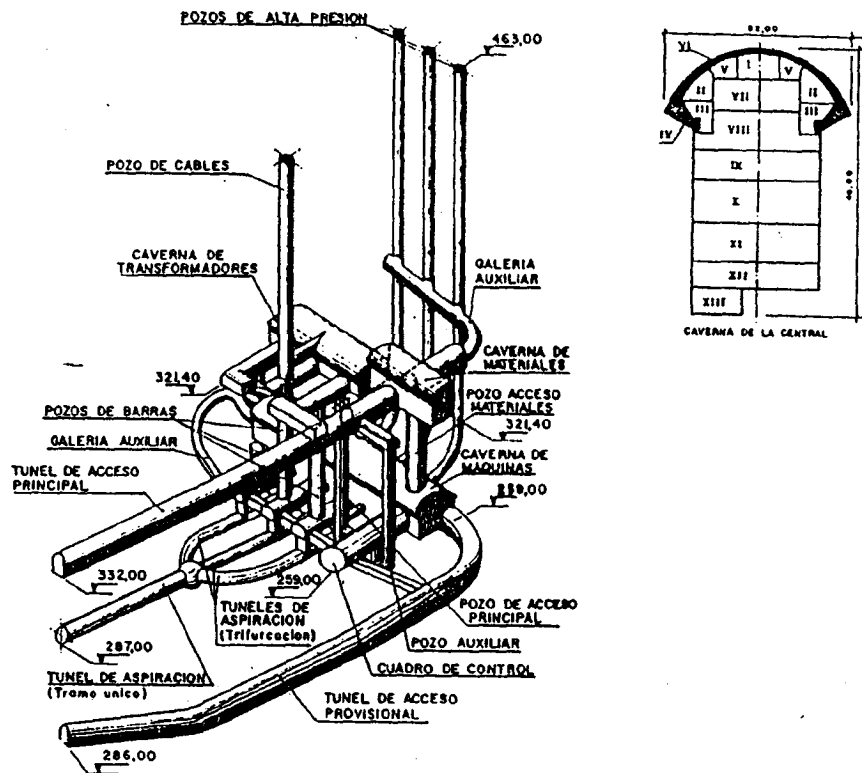


Fig. 10.9.- Central hidroeléctrica subterránea de La Muela (Navalón y Alcazar, 1987)

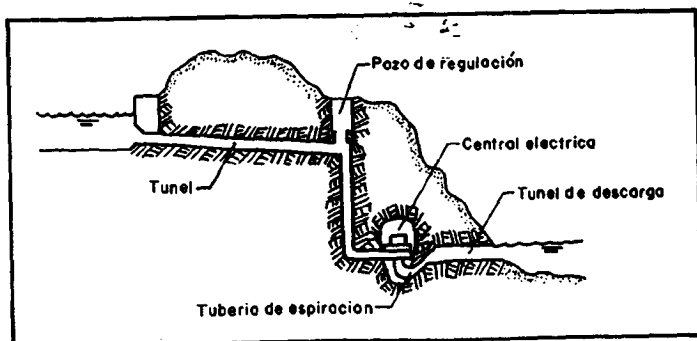


Fig. 10.10.- Esquema de una central hidroeléctrica subterránea

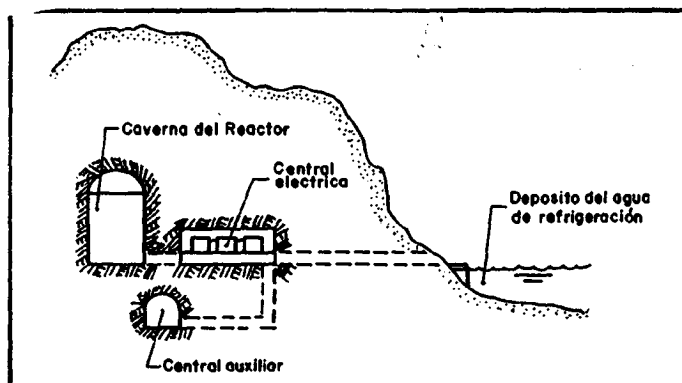


Fig. 10.11.- Esquema de una central nuclear subterránea



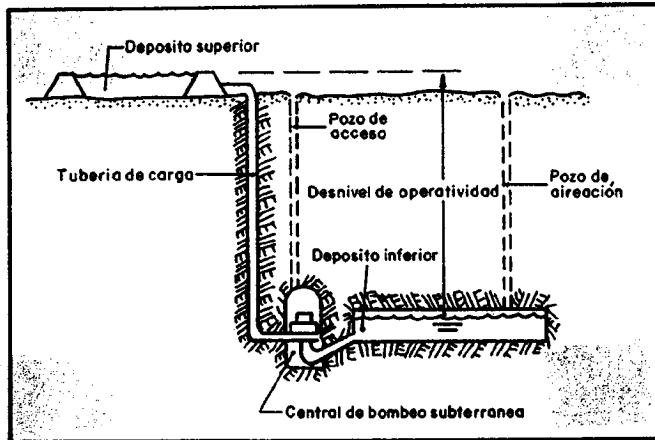


Fig. 10.12.- Central con depósito de almacenamiento subterráneo

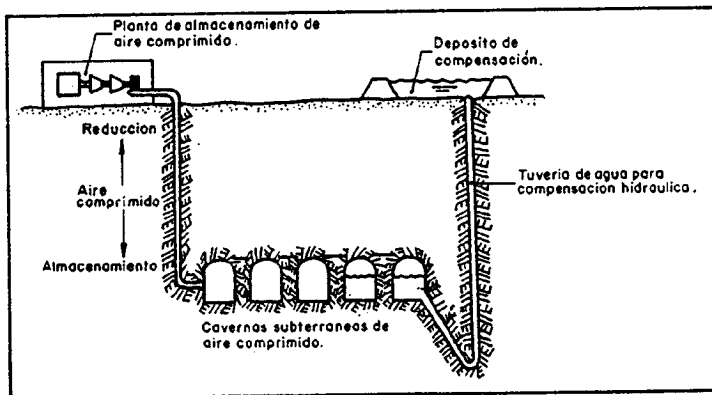


Fig. 10.13.- Depósitos subterráneos de almacenamiento de aire comprimido

en sentido vertical, muy costosos en superficie, pero que en subterráneo se alojan en cámaras de luces moderadas y en las que es fácil asegurar la estabilidad. Dadas las grandes dimensiones de los almacenamientos se requieren macizos rocosos de gran homogeneidad y con condiciones hidrogeológicas muy favorables.

En algunos casos, en lugar de almacenes, se han proyectado edificaciones de gran altura para locales comerciales, análogas a las existentes en superficie (fig. 10.9).

Respecto a cavidades de gran desarrollo horizontal tiene gran interés por su volumen y por ser una de las primeras realizaciones del aprovechamiento en Kansas City de una antigua cantera de caliza explotada por el sistema de cámaras y pilares. En su interior se han alojado almacenes, tiendas, oficinas y espacios públicos (fig. 10.15).

Aunque todavía las realizaciones son escasas, merecen citarse los depósitos subterráneos para *almacenamiento de agua potable*. Estos ofrecen indudables ventajas respecto a la polución por aguas superficiales, polvo, etc. están protegidos frente al vandalismo, mantienen el agua a una temperatura constante baja, son fácilmente ampliables, etc. En su contra tienen el inconveniente de su coste relativamente elevado, la necesidad de disponer de unas condiciones hidrogeológicas muy favorables para eliminar problemas de interacción y contaminación con el agua freática, así como requerir unas excelentes condiciones geomecánicas para evitar sostenimientos y revestimientos.

En general se optimizan las dimensiones de las cavernas en función de las características de la roca y se tiende a un desarrollo longitudinal de las mismas, orientándolas del modo más favorable respecto a la estructura del macizo (fig. 10.16).

#### b) Almacenamiento de combustibles

El almacenamiento subterráneo de combustibles tiene indudables ventajas respecto a los depósitos metálicos de superficie, como unos menores costes de mantenimiento, mayor seguridad frente al fuego o explosiones, gran capacidad, mínimo impacto ambiental y ocupación de espacio útil, etc.

Este tipo de almacenamientos ha encontrado un gran desarrollo en los países bálticos donde se dan unas condiciones muy favorables de calidad de roca y niveles freáticos.

Las modalidades usuales de almacenamiento son:

- En acuíferos. Se elige una capa porosa cargada de agua, confinada entre capas impermeables,

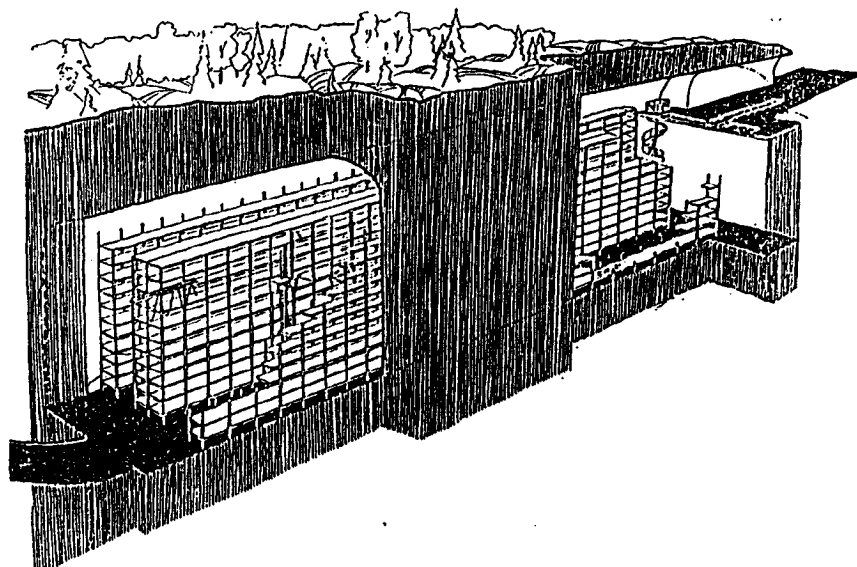


Fig. 10.14.- Caverna de 12.200 m<sup>3</sup> en Helsinki para albergar un almacén (Saari y Roinisto, 1986)

y se inyecta el gas en la misma a través de sondeos, desplazando el agua.

- En túneles o cavernas de accesos taponados y sin revestir con distintas posiciones respecto al nivel freático.
- En cavidades creadas por disolución de macizos y diapiros salinos.

El método de almacenamiento varía según el producto. El keroseno, la gasolina, los aceites ligeros, el fuel oil, etc. se almacenan a la presión atmosférica pero el gas natural, el petróleo, el propano, el butano, etc. deben almacenarse a baja presión.

Para el almacenamiento de líquidos a presión atmosférica se requiere que el nivel freático quede por debajo del fondo de depósito subterráneo y que las paredes rocosas resulten suficientemente impermeables, debiendo en algunos casos colocarse un revestimiento. También puede recurrirse a un rebajamiento artificial mediante bombeo, el cual se mantiene durante el almacenamiento para evacuar las eventuales filtraciones (fig. 10.17).

Por lo que se refiere a los almacenamientos a presión, razones de coste han hecho que el gas natural se almacene preferentemente en acuíferos, aunque éstos no permitan presiones superiores a 100 kp/cm<sup>2</sup>, siendo más desfavorable la relación coste/volumen para las cavidades en sal a pesar de que pueden alcanzarse presiones de 200 kp/cm<sup>2</sup>.

No obstante, el almacenamiento en acuíferos no es la solución ideal, ya que casi la mitad del gas inicialmente inyectado queda absorbido y es irrecuperable (se evita en parte inyectando al principio un gas inerte). Por otra parte es un sistema que ofrece riesgos de fugas explosiva por pozos mal sellados y no existe una disponibilidad ilimitada de emplazamientos. Algunos de ellos han perdido su estanqueidad por sondeos petrolíferos defectuosamente cementados.

Por otra parte los depósitos en sal suelen presentar deformaciones plásticas importantes (pérdidas de volumen de hasta el 30%) cuando se encuentran a gran profundidad (por encima de los 1000 m) y la presión interna del gas desciende por debajo de los 80 kp/cm<sup>2</sup> (en vacío o en carga mínima).

En el caso de las cavernas excavadas en roca,

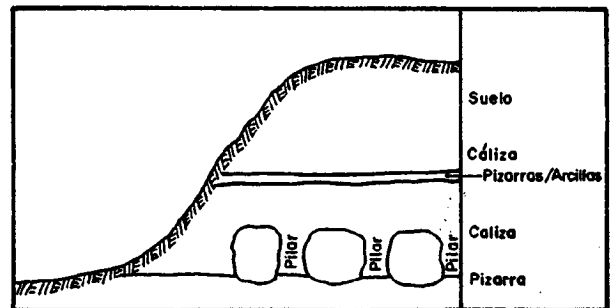
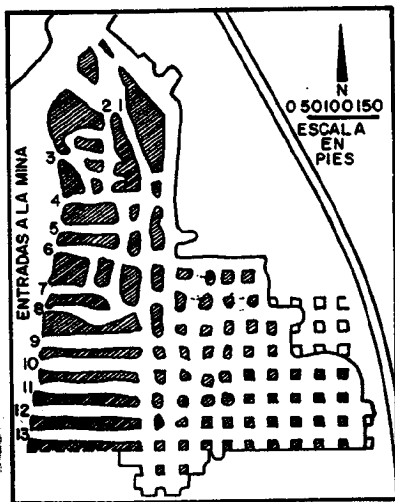


Fig. 10.15.- El almacenamiento de Kansas City en una antigua cantera de caliza explotado por cámaras y pilares

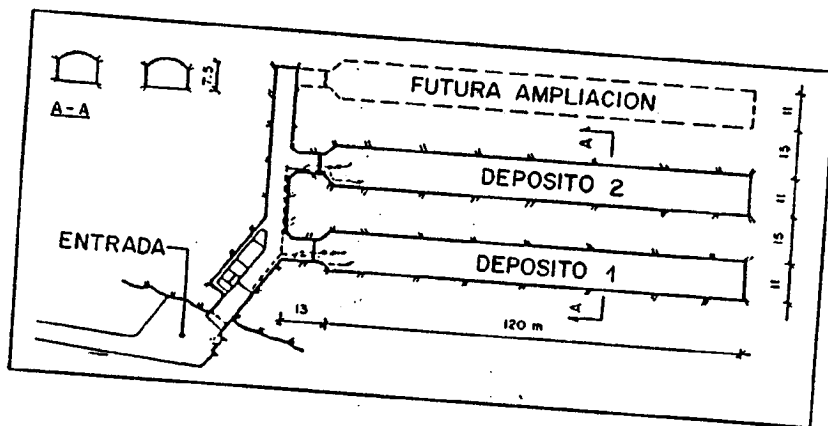


Fig. 10.16. Depósitos subterráneos de  
Kwernberget (Noruega) para almacenamiento de  
agua (Brach y Ødegaard, 1983)

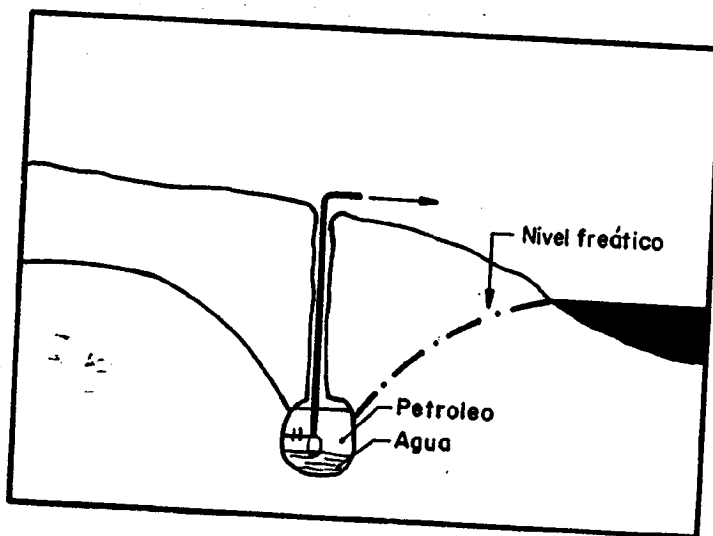


Fig. 10.17. Almacenamiento de  
productos petrolíferos a presión atmosférica,  
re bajando el nivel freático

evidentemente la solución más cara, la presión se consigue situándolas bajo el nivel freático con lo que el agua freática fluye hacia las mismas por las fisuras impidiendo que el gas escape por éstas. En realidad se tiende a que las presiones de agua en el contorno de la caverna superen la presión de vapor del líquido almacenado.

Como no se consigue un perfecto equilibrio de presiones suele existir filtración de agua hacia el interior de la caverna, acumulándose en el fondo de la misma por ser más densa que el producto almacenado. En las soluciones de "lecho fijo" el nivel de agua filtrada se mantiene estacionario mediante bombeo. Cuando el producto almacenado disminuye pueden tomarse vapores peligrosos en el aspecto sobrante y además un drenaje considerable hacia la caverna eventualmente modificando el nivel freático, ambos efectos con consecuencias no deseables.

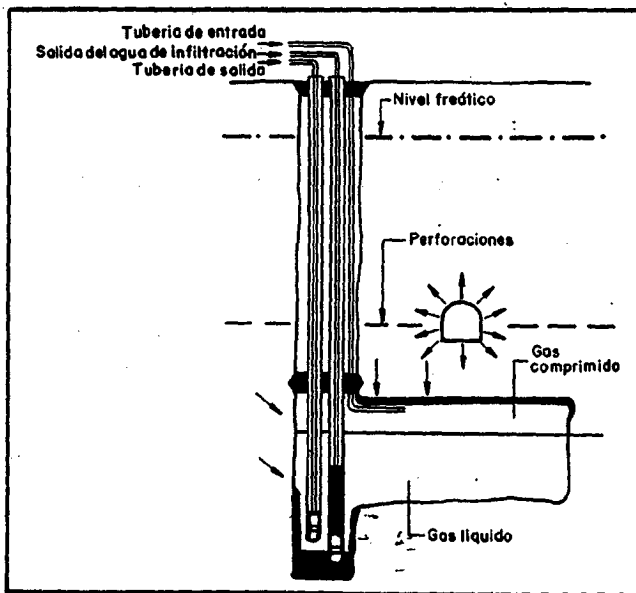


Fig. 10.18.- Almacenamiento a presión con nivel freático artificial creado desde una galería

En las soluciones del "lecho móvil" al disminuir el combustible almacenado, se bombea agua al fondo de la caverna para evitar que quede un espacio vacío que pueda llenarse de gases. De esta forma tampoco se hace variar el nivel freático.

En la mayoría de los casos se recurre al lecho de agua fijo, utilizando el lecho móvil únicamente con

gasolinas o fracciones ligeras en las que podrían producirse evaporaciones importantes al descender el nivel de llenado. Plantean problemas especiales los aceites pesados que deben mantenerse por encima de los 60° mediante dispositivos de calentamiento.

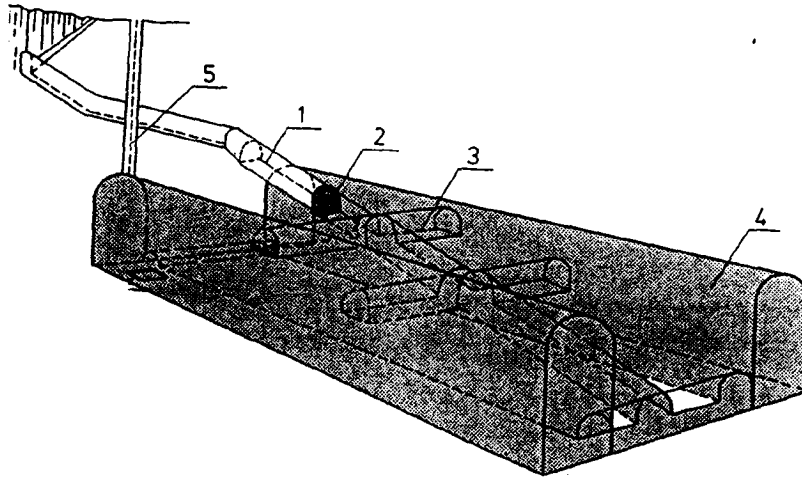
Fig. 10.20.- Almacenamiento con lecho móvil

Las cavernas se han destinado principalmente al almacenamiento de productos petrolíferos y gases licuados derivados del petróleo (fig. 10.21). Su sección transversal óptima es de 400-500 m<sup>2</sup> y su capacidad varía de 300.000 m<sup>3</sup> a más de 1 millón. La capacidad suele venir limitada por las condiciones geológicas, recurriéndose frecuentemente a construir varias cavernas en paralelo.

Puede considerarse favorable un emplazamiento cuando vanos de 10-12 m se mantienen sin sostenimiento o con uno muy ligero, como bulones con separaciones de más de 2 m y una o dos capas de gunita.

La caverna debe quedar a más de 5 m por debajo del nivel freático, incluso en la posición más deprimida del mismo. El caudal total de filtraciones no debe exceder los 2-5 m<sup>3</sup>/h para no hacer difícil la excavación y encarecer el bombeo. En el llenado debe preverse un espacio libre para almacenar durante algunos días el agua infiltrada por si llegara a fallar el bombeo.

Señalemos por último que el almacenamiento de gases licuados derivados del petróleo, gas natural,



- 1.- Túnel de acceso principal
- 2.- Obturados de hormigón
- 3.- Túneles secundarios realizados únicamente para la excavación
- 4.- Cavernas de almacenamiento principal
- 5.- Paso vertical de instrumentación y bombas

Fig. 10.21.- Disposición típica de un almacenamiento subterráneo de productos petrolíferos

nitrógeno, etc. obliga a mantener en las cavernas temperaturas que pueden variar entre  $-40^{\circ}\text{C}$  y  $200^{\circ}\text{C}$ , las cuales producen importantes cambios de volumen en el macizo rocoso, con aumento de la permeabilidad por formación de grietas y fisuras. Las soluciones contempladas consisten en la colocación de revestimientos aislantes que mantengan la roca a temperaturas aceptables o la disposición de una red de galerías periféricas desde las que se puedan inyectar las fisuras formadas en el contorno rocoso. Es muy delicada la elección de la lechada a inyectar dadas las sollicitaciones térmicas a que va a estar sometida.

#### c) Almacenamiento de desechos radiactivos

Por razones ecológicas y de impacto, la mayor parte de los países están desarrollando almacenes subterráneos para sus desechos radiactivos.

Estos desechos suelen clasificarse en tres grupos:

- *De alta actividad (HLW)*. Es el combustible usado o el líquido que se origina cuando se trata el combustible para recuperar plutonio y uranio. Desprenden gran cantidad de calor y su vida media es muy larga.
  - *De actividad media (ILW)*. Lo forman los materiales sólidos y líquidos de las centrales nucleares y de las plantas de tratamiento de combustibles nucleares. Comprenden residuos de filtrado, concentrados de evaporadores y resinas químicas procedentes del agua de refrigeración del reactor y el forro metálico que rodea el combustible nuclear.
- Estos residuos también se generan en hospitales por las fuentes radioactivas de tratamiento del cáncer y las de ejecución de radiografías.
- *De baja actividad (LLW)*. Son sólidos, líquidos y gases ligeramente contaminados con trazas

de material radioactivo, procedentes de centrales, industria, hospitales, etc. Su radioactividad es muy baja y supone sólo el 1% del total, aunque en volumen suponen el mayor porcentaje.

El problema principal lo plantean los desechos de alta actividad ( $10^4$ - $10^7$  curios/ $m^3$ ) cuya vida media supera los 10.000 años ( $^{93}Zr$ ,  $^{99}Tc$ ,  $^{129}I$ ,  $^{135}Cs$ , entre los productos de fisión y  $^{237}Np$ ,  $^{239}Pu$  entre los actínidos). Aunque se almacenan en recipientes metálicos especiales de alta durabilidad el aislamiento a largo plazo respecto a la atmósfera o las aguas freáticas debe conseguirse mediante barreras naturales no degradables, como las que proporcionan algunas formaciones geológicas.

Para la selección—de un determinado emplazamiento se ponderan numerosos factores, siendo los más relevantes a la Ingeniería Geológica:

- La estanqueidad hidrogeológica (baja permeabilidad estructural, escasa fracturación, etc.)
- Propiedades térmicas adecuadas para disipar el calor generado y resistir las tensiones inducidas.
- Baja actividad sismo-tectónica.
- Suficiente resistencia mecánica para la estabilidad de las excavaciones y facilidad de ejecución de las mismas.

Existen sin embargo alternativas muy variadas, que comprenden:

Diarios salinos  
Anhidrita  
Granitos y rocas ígneas  
Depósitos arcillosos potentes

También se han estudiado, aunque con peores expectativas, esquistos, depósitos detríticos, capas porosas confinadas, etc.

Este tipo de almacenamientos (fig 10.22) se proyecta para una vida útil entre 100.000 y un millón de años, lo cual exige una estimación razonable de las variaciones que pueden sufrir en ese período los factores geodinámicos, climáticos, hidrogeológicos, etc. Este conjunto de estimaciones se engloba en el denominador común de *geoprospectiva*.

La dificultad de evaluar con precisión las propiedades de un macizo rocoso que interesan para diseñar estos almacenamientos, ha obligado a construir *laboratorios subterráneos* para ensayos a escala natural en zonas generalmente coincidentes con los futuros

emplazamientos. En algunos casos se han aprovechado antiguas minas. En la Tabla 10.1 se recogen los laboratorios nucleares más importantes.

En el apartado 10.6.1 se comentan los tipos de investigación realizados usualmente en estos laboratorios nucleares.

#### 10.4.3 Otros usos

Entre los múltiples usos del espacio subterráneo no reseñados pueden citarse:

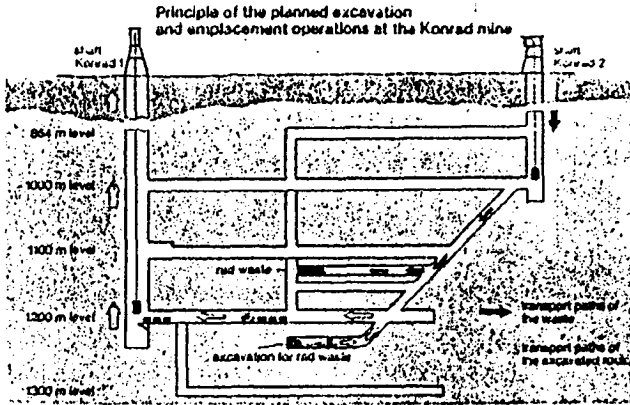
*Las plantas de tratamiento de aguas residuales.* Se conocen algunas realizaciones (por ejemplo Uber, 1987) en lugares con problemas de espacio o condicionantes de impacto ambiental, ya que resultan más caras de ejecución y operación que las plantas de superficie. La necesidad de evacuar las aguas tratadas a cursos naturales obliga a ubicarlas en la proximidad de los mismos y a un bombeo hasta la superficie. Plantean problemas de protección frente a la contaminación de eventuales acuíferos.

*Los aceleradores de partículas.* Se trata de recintos anulares de gran diámetro (12 a 30 km) excavados en túnel o falso túnel con una sección relativamente pequeña (diámetros menores de 4,5 m).

La absoluta rigidez del trazado en planta de estas instalaciones y su gran extensión suponen importantes condicionantes en la selección de los emplazamientos. Desde el punto de vista geológico se intenta que el nivel freático quede por debajo del túnel, el terreno tenga una baja permeabilidad, las condiciones geomecánicas del mismo sean suficientemente uniformes en todo el trazado o grandes partes del mismo, el terreno sea excavable sin excesivas dificultades y en forma rápida, poseyendo además suficiente resistencia para requerir poco sostenimiento o permitir taludes escarpados en el caso de ejecución a cielo abierto, etc. Es frecuente además imponer otros condicionantes complementarios como a inexistencia de riesgo de inundabilidad de la zona, ausencia de fallas activas o actividad volcánica, baja sismicidad, despreciable expansividad o cambios de volumen del terreno, áreas no sujetas a problemas de licuefacción o subsidencia, etc.

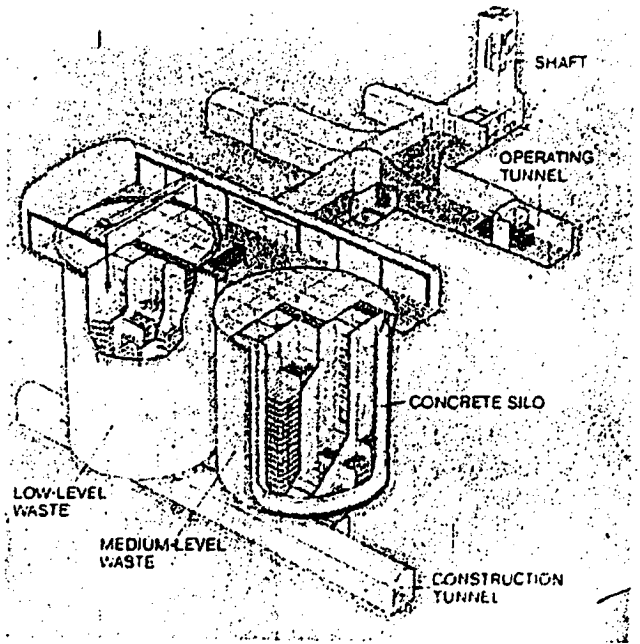
#### 10.5. INSTALACIONES MILITARES Y DEFENSIVAS

La implantación de dispositivos bélicos, bases militares, etc. en macizos rocosos aprovechando la protección natural y el camuflaje proporcionados por la roca ha sido relativamente frecuente. Pueden citarse los 16 km de túneles, cavernas y almacenes excavados por los ingleses en el Peón de Gibraltar, las fortificaciones



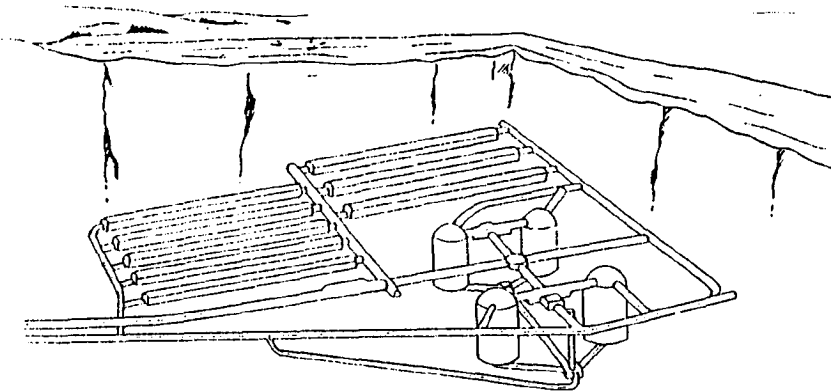
Planned excavation at the Konrad mine in West Germany which will be commissioned in the early 1990s for 500,000 m<sup>3</sup> of waste.

WORLD TUNNELING, DIC. 88



The plan for Olkiluoto, Finland, reactor nuclear waste repository.

WORLD TUNNELLING  
DIC. 88



Final repository for low- and medium-level reactor wastes. Precambrian rock, Forsmark, Sweden.

AICI-34

Fig. 10.22.- Diversas soluciones de almacenamiento subterráneo de residuos radioactivos



Tabla 10.1.

<u>Laboratorio</u>	<u>País</u>	<u>Profundidad</u>	<u>Terreno</u>	<u>Observaciones</u>
Stripa	Suecia	340-420	Granito	Antigua mina de hierro
Grimsel	Suiza	450	R. graníticas	En paralelo a los túneles de acceso a una central hidroeléctrica
U.R.L.	Canadá	240	Batolito granítico	
Mol	Bélgica	223	Arcilla	

alemanas en la isla de Helgoland, la base naval de Rota, etc.

En la época actual, en que el espionaje aéreo y vía satélite está tan desarrollado, se ha incrementado la necesidad de ocultar y proteger los centros neurálgicos de la defensa militar. Tal es el caso, por ejemplo, del Proyecto Norad en Colorado (E.E.U.U), realizado en granito (fig. 10.23).

Estas instalaciones suelen ubicarse en montañas con coberteras de varios centros de metros y llevan sostenimientos reforzados, protección frente a ataques químicos o bacteriológicos, impulsos electromagnéticos, ondas de presión, etc. Pueden resistir un cierto tiempo aislados del exterior ya que son autónomos respecto a suministro de energía, ventilación, agua y otros servicios. Los edificios e instalaciones internas van montados sobre amortiguadores.

Un carácter diferente tienen las bases subterráneas de misiles y otras armas ofensivas. Deben ubicarse a una profundidad tal que no sean dañados por una explosión nuclear en superficie y deben ser capaces de salir al exterior, incluso a través de un cráter o zona disgregada, bien utilizando una salida preparada previamente o perforándola a continuación de recibir el ataque. En la fig. 10.24 se muestra una de las soluciones estudiadas. La estrategia fundamental es que las bocas de salida no puedan ser detectadas por el enemigo, por lo que deben realizarse desde el interior del macizo.

Se comprende que la resistencia de la roca juega un papel importante respecto al posible cráter, pero también cuenta la perforabilidad de la misma y por supuesto las condiciones hidrogeológicas.

Dentro de las instalaciones defensivas subterráneas merecen especial mención por su número los refugios destinados a la población civil en caso de un ataque nuclear (fig. 10.25).

Estos refugios suelen proyectarse con bastante independencia de las condiciones geológicas, salvo la existencia de niveles freáticos.

Se proyectan para resistir las cargas muertas del terreno y las sobrepresiones dinámicas derivadas de la explosión.

## 10.6. PROBLEMAS DE INGENIERIA GEOLOGICA RELACIONADOS CON LAS GRANDES CAVERNAS

Las grandes cavernas subterráneas han merecido un tratamiento específico dentro de la Ingeniería Geológica debido a sus grandes dimensiones, a la importancia de su función y al valor o peligrosidad del material y equipos alojados en las mismas.

Comentaremos a continuación algunos de los aspectos específicos de mayor interés:

### 10.6.1 Características del emplazamiento

Salvo en los casos en que el emplazamiento viene obligado como en centrales próximas a embalses o presas, zonas de distribución, etc. es importante una cuidadosa selección del emplazamiento buscando macizos rocosos homogéneos y resistentes con condiciones hidrogeológicas favorables.

Deben evitarse las zonas falladas o muy fracturadas, las alternancias de rocas duras y blandas, la presencia de materiales expansivos, las zonas decomprimidas o muy tectonizadas, etc.

Es interesante señalar que si bien las fracturas o fallas con fuerte buzamiento pueden detectarse por afloramientos de superficie o reconocimientos convencionales, esto resulta mucho más difícil en el caso de fracturas subhorizontales. La detección de las primeras permite la reorientación en planta de la caverna, salvo en casos en que la posición venga obligada (p.ej. redes de transporte), pero la difícil consideración de las segundas hace que en la fase de

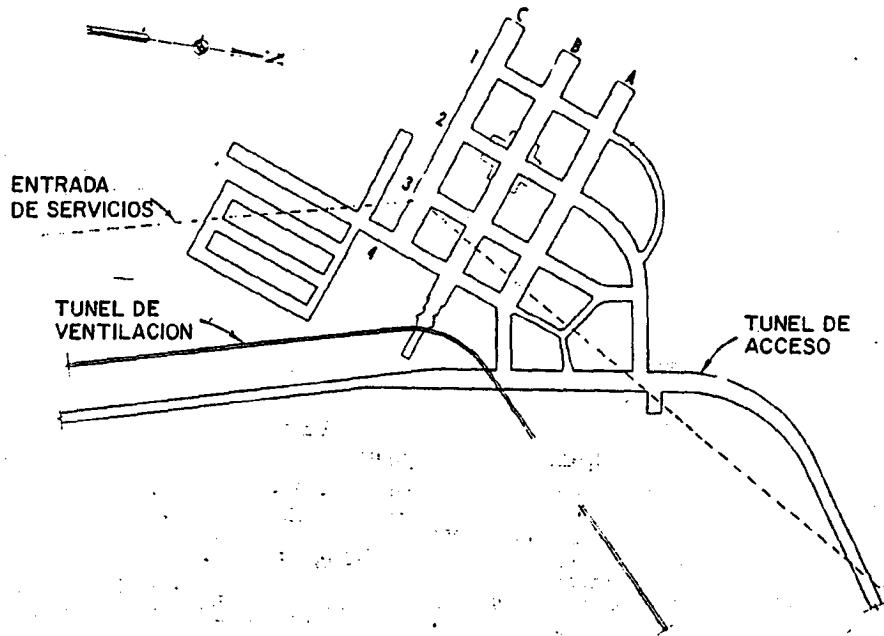


Fig. 10.23.- Planta y características del Proyecto "Norad"

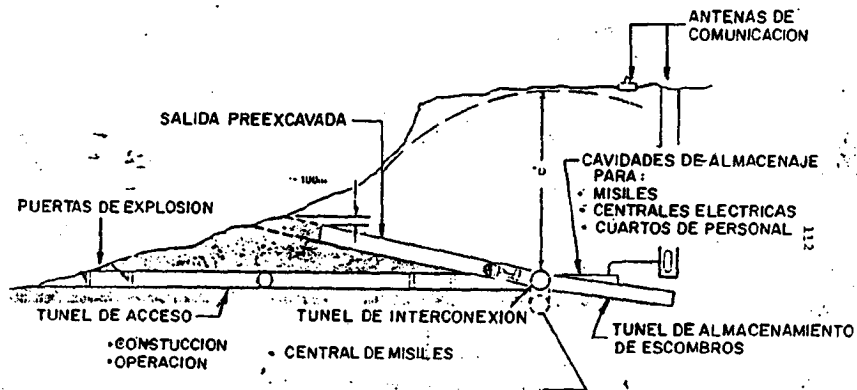


Fig. 10.24.- Almacenamiento subterráneo de misiles

NDC/CIE

CARACTERÍSTICAS DEL ACCESO:

Radio interno: 0.70 m.  
 Espesor: 0.14 m.  
 Radio externo de la compuerta esférica: 1 m.  
 Dimensiones de la entrada interior: 0.6x1.25 m.

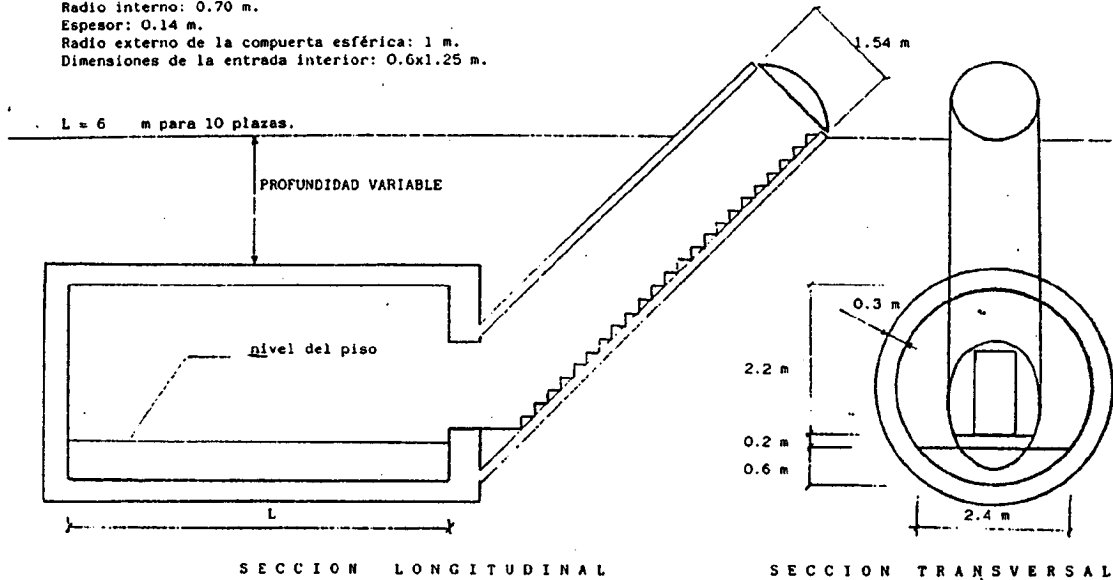


Fig. 10.25.- Refugio modular de tipo cilíndrico

excavación aparezcan cuñas y bloques que dan lugar a problemas de inestabilidad o desplazamientos excesivos. Esto puede explicar en parte las discrepancias entre los corrimientos de contorno calculados por modelos geomecánicos y los medidos en la realidad.

El reconocimiento geológico-geotécnico deberá comprender sondeos, pruebas de deformabilidad, ensayos de permeabilidad y bombeo y definición, lo más detallada posible, de las diferentes familias de fracturas o diaclasas.

Para el dimensionamiento geomecánico de las cavernas es necesaria una cartografía detallada de las discontinuidades (fig. 10.26 y 10.27) que pueden afectar al techo de la excavación, definiendo así distintos bloques o cuñas cuyo peso muerto debe ser soportado por la bóveda. La dificultad de esta cartografía a partir de sondeos u otro tipo de reconocimientos suele hacer aconsejable la ejecución de galerías de reconocimiento próximas a la clave. En algunos casos estas galerías son exteriores a la caverna y pueden aprovecharse para ejecución de inyecciones, anclajes, rebajamientos del nivel freático, etc.

Es muy importante también el conocimiento de

las tensiones in situ y de su variación espacial. Los métodos más frecuentemente utilizados son los de liberación de tensiones por sobreperforación en sondeo y los de fracturación hidráulica.

Por otra parte debe preverse la influencia que pueden tener las operaciones de construcción sobre la estructura y propiedades del macizo rocoso. Deben estimarse las variaciones de permeabilidad por efecto de la decompresión, la apertura de fracturas, el aumento de la deformabilidad, etc.

En bastantes tipos de almacenamientos tiene gran interés la determinación de las condiciones del agua subterránea en el macizo y las modificaciones del flujo una vez construída la caverna. Habitualmente se realizan estudios hidrogeológicos combinados con modelos matemáticos y redes de piezómetros instalados en la zona de influencia de la caverna.

Características especiales tienen los trabajos experimentales a realizar en el caso de almacenamientos de residuos nucleares o los que introduzcan variaciones térmicas importantes en el macizo rocoso.

Los almacenamientos a temperaturas bajas

(mercancías congeladas, gas natural licuado, etc.) o de productos emisores de calor (por ejemplo, desechos radiactivos) crean gradientes térmicos importantes y alteran el estado tensional y deformacional de la roca subsecuente a la excavación. Las propiedades geomecánicas de la roca también pueden variar si se altera mucho el estado térmico inicial.

mejor método para obtener la información que se precisa, si bien pueden plantearse problemas de extrapolación de resultados a los casos reales debido a la diferencia de profundidades, efectos escala, volumen afectado, etc.

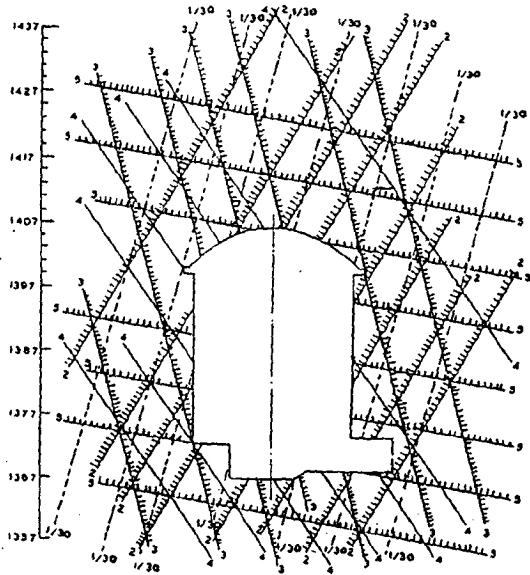


Fig. 10.26.- Caracterización del sistema de fracturas en el entorno de una caverna

En el caso de temperaturas altas, pueden aumentar considerablemente las compresiones, en el contorno de la caverna, mientras que con temperaturas bajas, la roca puede retraer y decomprimirse, aumentando su fisuración y permeabilidad periférica.

Es importante tener en cuenta que cuando las rocas se someten a cambios de temperatura se pueden propagar las grietas existentes y formarse otras nuevas, variando las propiedades del material incluso con gradientes internos de temperatura relativamente bajos. Esta fisuración producida térmicamente se debe a deformaciones diferenciales por ser distintos los coeficientes de expansión térmica de los minerales que forman la roca, así como la anisotropía de dilatación propia de cada mineral. Esta fisuración puede determinarse por medidas de emisión acústica o controlando el comportamiento de expansión térmica.

En el caso de residuos nucleares resulta evidente que los laboratorios de ensayos constituyen el

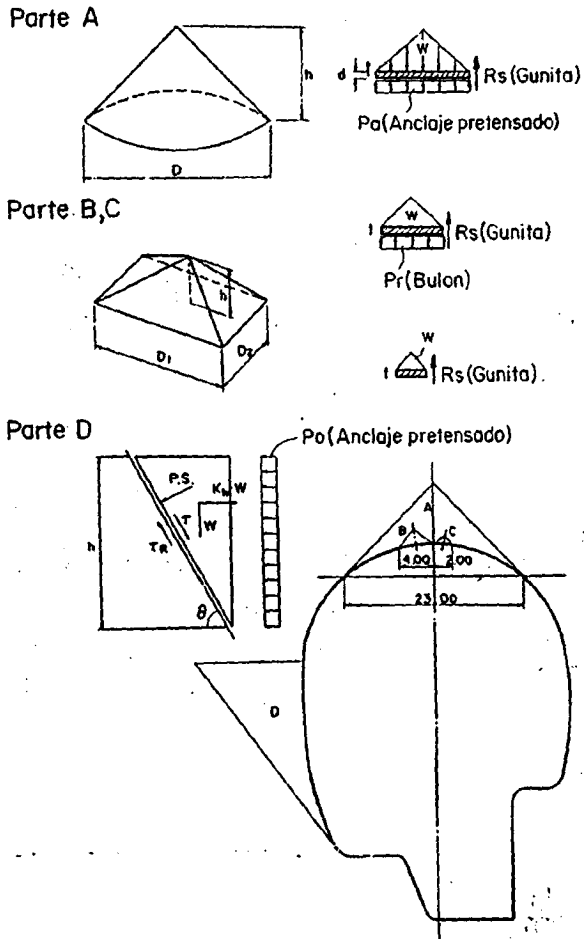


Fig. 10.27.- Cuñas y bloques de roca considerados para dimensionar el sostenimiento de una caverna

Las principales investigaciones realizadas en estos laboratorios se refieren a:

- Efectos de la excavación con diferentes equipos sobre la roca circundante. Aflojamiento del macizo y variación de su permeabilidad.
- Desarrollo de métodos geofísicos para detección de fracturas, zonas débiles, etc. Medidas electromagnéticas de alta frecuencia,

absorción o reflexión electromagnética, etc. Tomografía sísmica (crosshole).

- Medida de tensiones in situ. Técnicas de sobreperforación, hidrofracturación, presiométricas.
- Migración de núclidos con el flujo subterráneo a través de las fisuras del macizo. Se supone en general que existe una interacción físico-química de los radionúclidos con la roca, lo cual retarda considerablemente el proceso de migración. Este retardo depende del flujo de agua y de la superficie de residuos en contacto con la misma, además de otros factores.
- Detección de actividad neotectónica, inclinometría de alta resolución.
- Ensayos térmicos. Generación de calor en sondeos y control en el entorno de los mismos de temperaturas, tensiones, deformaciones, humedades, microsismos, etc.
- Determinación de las condiciones del flujo subterráneo y en especial la permeabilidad del macizo. Ensayos de inyección, fracturación hidráulica, transporte de trazadores, etc. desde sondeos, galerías de presión, etc., controlando en el entorno de la cavidad las presiones intersticiales, temperaturas, velocidades de transmisión, etc.

A una mayor distancia, donde el flujo se canaliza por una red más compleja de fisuras, tienen importancia los fenómenos de dispersión y absorción, por lo que hay que recurrir a ensayos más complejos de alcance tridimensional.

En paralelo con la experimentación in situ se han puesto a punto nuevas técnicas de cartografía, evaluación geoestadística de fracturas, así como sofisticados modelos numéricos.

Características especiales tienen también los estudios a realizar para el caso de cavernas a abrir en macizos salinos.

Estas cavernas sufren importantes deformaciones bastantes años después de su excavación para cuya estimación resultan poco útiles los ensayos de laboratorio extendidos a períodos de horas o incluso de días. Se conocen casos de cavernas con pérdidas de volumen entre el 25 y el 40% (fig. 10.28).

El gran desarrollo vertical de estas cavidades hace que tenga influencia el gradiente creciente con la

profundidad, lo cual hace que la parte inferior tienda a cerrarse con más velocidad que la superior.

En fase de investigación se han hecho estudios interesantes observando el comportamiento de sondeos perforados en las proximidades del eje de las futuras cavernas; en particular se ha medido la variación con la profundidad de la temperatura y el diámetro, estimando además las pérdidas de volumen por variaciones de presión de fluidos rellenando la perforación. Estos análisis han permitido, mediante modelos matemáticos, determinar parámetros para estimar el comportamiento de las cavernas reales.

#### 10.6.2 Bases de diseño

Gran parte de las cavernas subterráneas se encuentran en la gama de luces de 20 a 30 m, lo cual parece un compromiso entre las tecnologías disponibles, factores de seguridad, estructura típica de los macizos rocosos y necesidades funcionales. Por otra parte, siempre queda el recurso a cavernas múltiples cuando las necesidades de espacio lo requieran.

En las cavernas para usos pacíficos la profundidad debe elegirse de forma que no sea tan pequeña que el macizo se encuentre decomprimido o las tensiones sean tan bajas que puedan pasar a tracciones, ni tan grande que se llegue a una plastificación o desconchado de las paredes rocosas.

A este respecto, como ha señalado Lombardi, a partir de una cierta profundidad, función de la resistencia a compresión del macizo rocoso, ya no es posible realizar una cavidad sin que en su entorno se sobrepase el límite elástico de la roca a compresión. En este caso se forma en torno a la cavidad una zona de rotura en la cual se producen deformaciones plásticas. En el exterior de esta zona las tensiones y deformaciones del macizo rocoso se suavizan quedando dentro del dominio elástico.

La formación de una zona plástica supone una cierta dislocación de la roca en torno a la cavidad. Ante esta situación se pueden seguir dos caminos: aceptar las deformaciones siempre que no alcancen valores extremos o intentar evitarlas con medidas de relajación, como la apertura de ranuras radiales o circunferenciales en el entorno de la caverna. Estas soluciones sin embargo no han pasado de la fase de proyecto.

En determinadas aplicaciones (ver Ap. 10.4.2 b) es la posición respecto al nivel freático la que condiciona la profundidad de la caverna.

Respecto a la forma, suelen predominar las cavernas peraltadas, de altura superior a la luz

(relaciones 1,5 a 2) pero también existen usos que

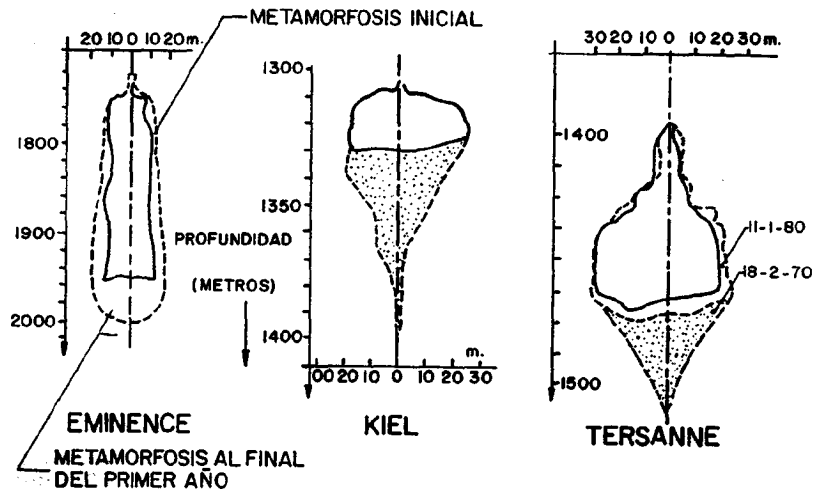


Fig. 10.28.- Pérdidas de volumen en cavernas en sal

requieren cavernas rebajadas, como las estaciones ferroviarias subterráneas, las salas de deporte, etc. Estas plantean problemas especiales de estabilidad, sobre todo cuando su profundidad es reducida.

Durante bastante tiempo, las cavernas se han proyectado con bóveda de tipo circular de arco rebajado, generalmente con un entrante apreciable en coronación de hastiales para encaje de los sostenimientos o revestimientos. Este encaje, bastante difícil de ejecutar, crea distorsiones importantes en el campo de tensiones en torno a la caverna.

Por otra parte, los hastiales verticales planos suelen estar sometidos a tracciones y dan lugar a convergencias importantes en cuanto el diaclasado del macizo es poco favorable. Por ello se tiende actualmente a formas ovoides o en herradura, con lo cual se favorece el abovedamiento también en hastiales (fig. 10.29).

Por razones funcionales las cavernas se orientan con el eje mayor en sentido vertical, por lo que tiene bastante importancia el ángulo que forma dicho eje con la dirección de las tensiones principales en el macizo. Angulos grandes pueden suponer estados tensionales muy asimétricos con solicitaciones

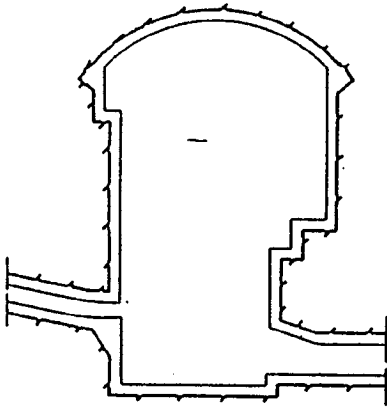
desfavorables en el contorno de la caverna. Es importante que dicho contorno no presente entrantes o zonas angulosas donde pueda producirse la concentración de tensiones.

Son relativamente poco frecuentes los fenómenos de inestabilidad registrados en bóvedas de cavernas, sobre todo si éstas son profundas. Ello podría explicarse por la existencia de apreciables tensiones horizontales que tienden a comprimir las discontinuidades de la bóveda y a impedir la apertura en arranques de la misma, con lo cual se favorece la formación del efecto arco y el trabajo como dovelas en el caso de rocas fracturadas.

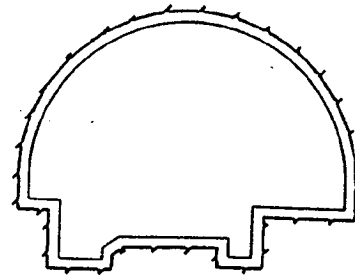
La forma de trabajo del macizo rocoso es totalmente diferente en el caso de estratificación subhorizontal, pudiendo alcanzarse vanos considerables con techos planos sobre todo si las profundidades no son muy grandes. Este es un fenómeno ya conocido en Minería desde hace mucho tiempo, y aprovechado en las explotaciones por cámaras y pilares. La estabilidad de estas cámaras depende sin embargo de la resistencia y esbeltez de los pilares, por lo que es difícil alcanzar alturas apreciables.

Debido a la importancia económica de las

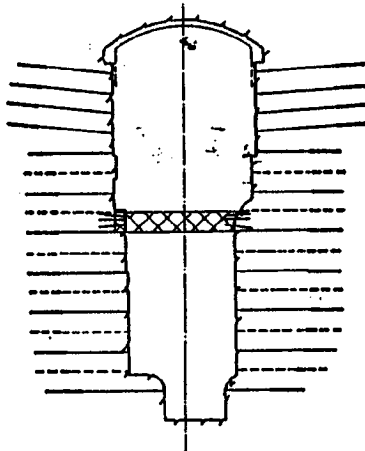
cavernas, a la complejidad de los macizos rocosos y a las variadas formas que pueden adoptarse, el diseño de las mismas suele comprender cálculos muy laboriosos, generalmente realizados con la ayuda del método de los



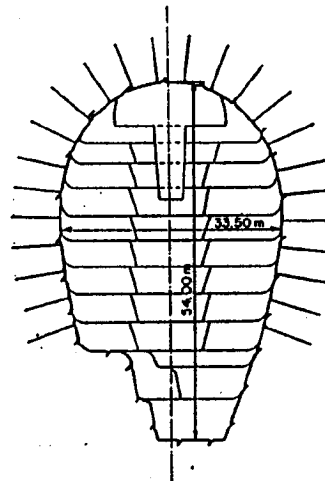
Caverna para central hidroeléctrica  
Diseño clásico con paramentos verticales



Caverna de bóveda circular única



Caverna de gran desarrollo vertical  
(Ronco Valgrande, Italia)



Caverna de desarrollo curvo  
(Waldeck II, Alemania)

Fig. 10.29.- Tipología de grandes cavernas (Lombardi, 1986)

elementos finitos, generalmente teniendo en cuenta el proceso constructivo, y las características no lineales del macizo rocoso. De especial importancia es la localización de las zonas fracturadas, la orientación de las tensiones respecto a la cavidad y los valores de las compresiones máximas en las zonas de concentración de las mismas. El método es especialmente útil cuando se plantean casos de interacción con otras cavernas o entre la caverna y otros elementos de la instalación, como pozos, cámaras auxiliares, etc.

La tendencia general es a prescindir del revestimiento en las cavernas disponiendo únicamente algunos elementos de sostenimiento, como bulones o anclajes, alguna protección localizada a base de gunita y eventualmente algún tratamiento de la roca, por ejemplo se plantean casos de interacción con otras cavernas o entre la caverna y otros elementos de la instalación como pozos, cámaras auxiliares, etc.

La tendencia general es a prescindir del revestimiento en las cavernas, disponiendo únicamente algunos elementos de sostenimiento, como bulones o anclajes, alguna protección localizada a base de gunita y eventualmente algún tratamiento de la roca, correspondiendo los valores menores a las rocas sedimentarias.

Existen casos, sin embargo, en que la naturaleza de la roca o condiciones de uso hacen aconsejable la colocación de una bóveda de hormigón, eventualmente armado.

Las cavernas en sal suelen proyectarse con un importante desarrollo vertical, con relaciones altura diámetro superiores a 5.

En el diseño debe tenerse en cuenta la reducción con el tiempo del volumen, la cual guarda una clara relación con la diferencia en la presión geostática del macizo y la presión interior mínima del fluido almacenado, la cual depende lógicamente de la naturaleza del mismo.

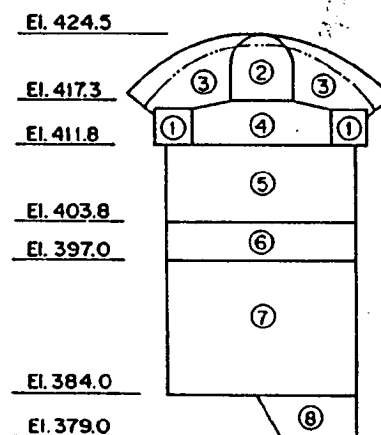
### 10.6.3 Aspectos constructivos

Salvo en cavernas o galerías de muy pequeña

sección (luces inferiores a 10 m) que pueden construirse con máquinas tuneladoras o a sección completa, lo normal es que las cavernas se construyen por fases o por métodos específicos para este tipo de obras.

En la construcción por fases suele partirse de una o varias galerías de avance realizando después varias fases de destroza hasta la sección definitiva. En realidad se trata de extrapolaciones de los métodos tradicionales de excavación de túneles conocidos como método austríaco, belga, alemán, etc. (fig. 10.30).

Dentro de los métodos específicos puede citarse el de costillas o arcos auxiliares (*rib en roc*) (fig. 10.31). El método consiste en excavar varias galerías piloto paralelas al eje de las cavernas y desde ellas, conectándolas, excavar unas galerías de pequeña sección contorneando la caverna. Estas galerías, una vez rellenas de hormigón, constituyen una especie de cerchas de gran inercia que sirven de entibación para la excavación posterior. Las galerías pueden utilizarse también para bulonar, drenar o mejorar el macizo rocoso.





**Fig. 10.30.-** Excavación por fases

Otros posibles métodos de ejecución se basan en la excavación, siguiendo el contorno de la caverna, de galerías múltiples de pequeña sección.

En el caso de las rocas poco competentes o suelos, estas galerías apoyan unas en otras cerrando completamente el contorno. Tal es el método utilizado para el túnel del Mount Baker Ridge en Seattle (fig. 10.32).

Para recintos con simetría de revolución puede ser interesante el método propuesto por Eber (1982) de una galería en espiral que va recorriendo el contorno sirviendo para el reconocimiento del macizo rocoso, para la ejecución de anclajes y para la extracción posterior de los escombros (fig. 10.33).

Actualmente son muchas las cavernas en las que se aplican variantes del Nuevo Método Austríaco, controlando las deformaciones del contorno a lo largo de la obra y colocando los sostenimientos necesarios para mantener éstas dentro de límites aceptables.

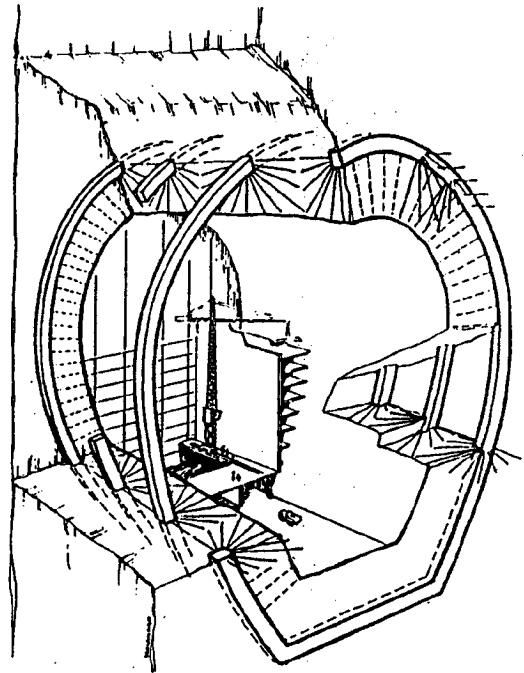
En las cavernas se ha seguido una evolución comparable a la de los túneles. En una primera fase el mantenimiento de la calidad se confiaba a robustos

revestimientos de hormigón, sobre todo en la bóveda, pero posteriormente se fue dando cada vez más importancia a la movilización de resistencia del propio macizo de acuerdo con deformaciones tolerables (curvas características) controlando los corrimientos de la excavación mediante anclajes o bulones activos o pasivos. Puede citarse al respecto la central hidroeléctrica de Veytaux en Suiza (fig. 10.34), donde el sostenimiento prestado por los anclajes pretensados fue de unas 14 t/m<sup>2</sup>.

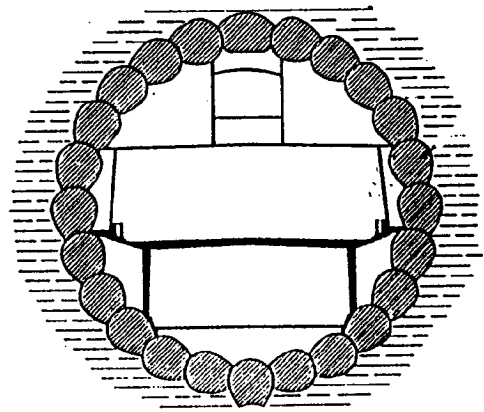
**Fig. 10.31.-** Perspectivas del sistema de costillas (Rob in Rock)-

En algunos casos de cavernas de gran altura, como la de Ronco Valgrande en Italia, la misión estabilizadora de los anclajes se concentró en los hastiales, completando su acción con algunos forjados de acodamiento en hormigón armado a medida que progresaba la excavación.

Señalemos que en algunos laboratorios para estudio de residuos radioactivos se limitan fuertemente las posibilidades de empleo de sostenimientos convencionales y sobre todo de revestimientos de hormigón, ya que la radioactividad del cemento puede falsear las medidas in situ.

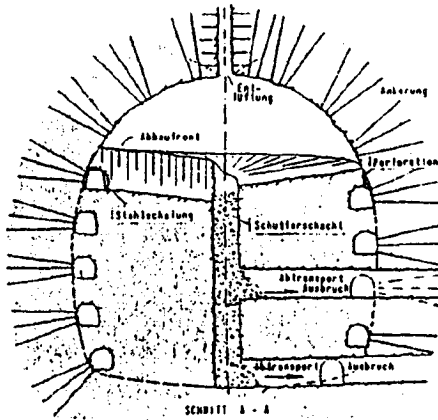


Características especiales tiene la ejecución de cavernas en depósitos salinos para la que es usual el método de disolución mediante agua, método ya utilizado en minería para la explotación de estas formaciones.



**Fig. 10.32.-** El sistema de galerías perimetrales utilizado en el túnel del Mt. Baker, Seattle

El proceso se realiza con dos tuberías



concéntricas inyectando el agua por la interior o por la corona entre ambas. El agua saturada de sal en las paredes de la excavación es expulsada en forma de salmuera hacia la superficie por el espacio entre ambas tuberías. El desarrollo de la caverna se controla con la posición del extremo de la tubería de inyección de agua. Para evitar el desarrollo de la caverna hacia arriba se suele formar un tapón de mortero en la parte superior de la misma cementando el espacio entre la entubación del taladro y la tubería de retorno de salmuera (fig. 10.35).

**Fig. 10.33.-** Excavación de grandes cavernas con ejecución previa de galerías de contorno para colocar el sostenimiento y reconocer el terreno (Wittke)

El método requiere de 7 a 10 m<sup>3</sup> de caverna a excavar. Se citan velocidades de disolución de 100 a 150 m<sup>3</sup>/h.

Al terminar el proceso de disolución la caverna está llena de salmuera y se han depositado en el fondo de la misma los residuos insolubles, constituidos principalmente de arcilla y anhídrita, formando un sedimento poroso y permeable.

En los casos de almacenamiento de residuos radiactivos es necesario desalojar la salmuera de la cavidad e incluso de los poros del residuo insoluble. Esto puede conseguirse mediante inyección de aire a alta presión (más de 100 Kp/cm<sup>2</sup>) por el espacio anular

entre tuberías y retorno de la salmuera por la tubería central, o bien aplicando una presión más baja (4 a 5 Kp/cm<sup>2</sup>) y bombeo de la salmuera mediante una bomba sumergible colocada en el fondo de la tubería central.

## 10.7. BIBLIOGRAFIA

BEREST, P. y MINH, D.N. (1983): "Comportement mécanique des cavités profondes de stockage d'hydrocarbures dans le sel". *Int.Soc. Rock Mech.* Melbourne, Vol. II, p. D227-D231.

BROCH, E y ØDEGAARD, L. (1983): "Storing Water in Rock Caverns". *Underground Space*, Vol. 7, p. 269-272.

BRONNER, F.E (1979): "The soldier digs trough History". *Proc. Rapid. Exc. & Tun. Conf. AIME*, Atlanta, Vol. II, p. 1411-1432.

CANCEILL, M et. al (1985): "Evolution naturelle d'un site de stockage de déchets radioactifs a vie longue". *Bull. A.I.G.I.* n° 32, p. 25-47.

COME, B. JOHNSTON, P. y MULLER, A. (1985): "Design and instrumentation of in Situ Experiments in Underground Laboratories for Radioactive Waste Disposal". *A. Balkema*. Rotterdam, 474 p.

CHARNEAU, N y TREBBI, J.-Ch. (1981): "Maisons creusées, maisons enterrées". *Ed. Alternatives*, París, 215 p.

JANSSON, G. (1983): "Underground Storage of Oil and Gas". *Underground Space*, Feb-Abr. p. 275-277.

JIMENEZ SALAS, J.A. y otros (1980): "Geotecnia y Cimientos III" 2ª Parte. *Ed. Rueda*, p. 1522-1547.

JOHANSSON, S y LAHTINEN, R. (1976): "Oil storage caverns in Finland". *Tunnels & Tunneling*, Sept. p. 29-32.

LOMBARDI, G. (1986): "Particularités des grandes cavernes". *Int. Cong. Large Und. Openings*, Florencia, Vol. II, p. 293-305.

LOUBES, J.P. (1985): "Arquitecturas subterránea". *Ed. G.Gili*, Barcelona, 127 p.

- NIETO, A.S. (1983): "Some geologic factors in the location, design and construction of large underground chambers in rock". Proc. R.E.T.C., Chicago, Vol. I, p. 569-596.
- NAVALON, N y ALCAZAR, J. (1987): "Underground excavations in the Muela pumped storage project". Proc. Int. Congress Rock Mech. Montreal, Vol. I p. 99-104.
- PREECE, D.S. (1987): "Borehole creep closure measurements and numerical calculations at the Big Hill, Texas SPR storage site". Int. Soc. Rock Mech., Montreal, Vol. II, p. 219-224.
- ROSENBLAD, J.L. et al. (1983): "Methodology for geotechnical evaluation of an underground powerhouse in weak rock", RETC Proc. Vol. I, p. 387-404.
- SMITH, M. (1988): "Radioactive Waste Disposal", World Tunnelling, Dic. p. 270-278.
- UHER, P. (1987): "Czechoslovakia's First Underground Sewage Treatment Plant". Tun & Und. Space Techn., Vol. 2, N° 3, p. 275-278.
- U.S. N.C.T.T. (1982): "Design and Construction of Deep Undergroun Basing Facilities for Strategic Missiles". Nat. Res. Council. 144 p.
- WARNOCK, J.G. (1983): "Underground production, storage and distribution of electricity". Underground Space, Vol. 7, p. 278-282.

## CAPITULO 11

### INGENIERIA GEOLOGICA EN VIAS DE COMUNICACION

#### 11.1. INTRODUCCION

Se desarrollan en este Capítulo aquellos aspectos de la Ingeniería Geológica aplicada al proyecto y construcción de vías de comunicación, concretamente carreteras y ferrocarriles, incluyendo una ligera mención al caso de los aeropuertos.

Podría hablarse también de "obras lineales", como aquéllas de gran desarrollo longitudinal frente a su ocupación transversal y que, por lo tanto, atraviesan terrenos muy variados en naturaleza y morfología. Ello hace que se utilicen sistemas específicos de presentación de la información y de ejecución de los trabajos de campo.

Una distinción importante debe hacerse entre los estudios de "traza" o tramos en que la vía apoya sobre el terreno natural desmontado o sobre un terraplén y los estudios para cimentación de obras de fábrica (viaductos, puentes, pasos, obras de drenaje, etc.) en los que se sigue una metodología bastante convencional, salvo en obras muy singulares.

Se han incluido también los aspectos referentes a localización y utilización de materiales.

El tratamiento de los túneles se comenta en el Cap. 9.

#### 11.2. CARRETERAS

##### 11.2.1 Tipos de estudios

De acuerdo con su profundidad y finalidad, en la técnica actual española se distinguen los siguientes tipos de estudios

- a) *Estudios de viabilidad* o planeamiento en los que es suficiente con una localización de las zonas con problemas geotécnicos.
- b) *Estudios para acondicionamientos*, desdoblamientos, etc., en los que se puede contar con la experiencia de la obra,

previamente realizada.

- c) *Estudios para anteproyectos y proyectos* de construcción, donde es necesario llegar a una definición, lo más exacta posible de la naturaleza del terreno y sus propiedades.

En la tipificación oficial (M.O.P.U., 1983) está muy poco detallado el contenido de los estudios geotécnicos (ver Tabla 11.1). Esto es en parte lógico, dada la variedad de situaciones geológicas, tipos de vías, etc., aunque se empieza a alcanzar un tratamiento bastante sistemático en el desarrollo y presentación de la información, al menos entre los consultores más importantes.

##### 11.2.2 Estudios de viabilidad. Planeamiento

El factor geotécnico debe considerarse conjuntamente con los demás factores de tipo topográfico, desarrollo geométrico, necesidad de obras de paso, etc.

En general es suficiente con una *evaluación geotécnica* del territorio que incluso puede basarse en una escala de idoneidad o aptitud englobando problemas diversos como:

- Estabilidad de laderas
- Capacidad portante
- Ripabilidad
- Drenaje
- Utilización de materiales, etc.

Este tipo de análisis es aplicable sobre todo en zonas poco exploradas y con escasa información básica.

Normalmente se hace gran uso de la teledetección, fotogeología y observación geológica superficial, prescindiendo de prospecciones y ensayos.

La presentación de resultados suele hacerse a escalas ente 1/200.000 y 1/50.000.

**Tabla 11.1.- Niveles de información geológica y geotécnica previstos en los estudios de carreteras (MOPU, 1983)**

<u>TIPO DE ESTUDIO</u>	<u>ALCANCE DEL ESTUDIO GEOTÉCNICO</u>	<u>ESCALAS</u>
Planeamiento	Plano geológico	1/200.000
Previo	Datos básicos de tipo geológico y geotécnico	1/200.000
Informativo	No lo considera	
Anteproyecto	Geología del terreno Materiales                      Anejo 3 Sismicidad Geotecnia del corredor      Anejo 7	No se fijan pero hay que definir cimentaciones a 1:200
Construcción	Id. detallado capacidad portante y características de desmontes y terraplenes	Id. a 1:100

**Tabla 11.2.- Evaluación Geomorfológica del territorio**

<u>DESCRIPCION</u>	<u>CONDICIONES</u>	<u>VALORACION</u>
- Zonas montañosas escarpadas donde se requerirán túneles o viaductos en más del 20% del trazado y grandes desmontes (H > 20 m)	Muy difíciles	1 - 2
- Zonas montañosas con laderas entre 25° y 45°. Densidad de cauces y barrancos > 10/km. Túneles y viaductos en el 5-10% del recorrido. Desmontes medios (8 < H < 15 m)	Difíciles	2 - 3,5
- Terreno ondulado con laderas entre 10° y 25°. Densidad de cauces y vauadas > 10 km. Equiparación de tramos rectos y curvos. Obras de fábrica en el 2-5% de la longitud. Desmontes pequeños (H < 8 m)	Medias	3,5 - 6
- Topografía suave con taludes inferiores a 10°. Predominio de alineaciones rectas (≥ 60%). Obras de paso den < 2% de la longitud. Desmontes pequeños (H < 4 m)	Fáciles	6 - 8
- Terreno llano con alineaciones rectas o curvas abiertas. Pocas obras de drenaje	Muy fáciles	8 - 10

La metodología utilizada suele ser muy variada. Por ejemplo, en España se han hecho algunos estudios piloto a escala 1/50.000 y recientemente el análisis de alternativas de trazados para nuevas autopistas se está haciendo a escala 1/10.000.

Tradicionalmente los proyectistas de carreteras han seguido criterios geomorfológicos, análogos a los que se resumen en la Tabla 11.2, donde se incluye una valoración (de 1 a 10) intuitiva y global de la facilidad de ejecución.

R. Ortiz y Prieto (1970) han propuesto una evaluación cuantitativa del territorio para el trazado de carreteras, basada en un índice de viabilidad geotécnica ( $\alpha$ ) definido por

$$\alpha = a_1\delta + a_2\beta + a_3\rho + a_4\pi + a_5\eta$$

donde  $\delta$  incluye las condiciones hidrogeológicas y de drenaje (Tabla 11.3),  $\beta$  la capacidad portante del terreno (Tabla 11.4),  $\rho$  la ripabilidad o facilidad de excavación (Tabla 11.5),  $\pi$  la utilización como préstamos de los productos de excavación (Tabla 11.6) y  $\eta$  las condiciones de estabilidad del terreno (Tabla 11.7). Los coeficientes  $a_i$  son factores de ponderación de los parámetros anteriores en función de la importancia de la carretera y la mayor o menor rigidez del trazado. En principio se les pueden asignar valores del orden siguiente:

Valores de  $a_i$  (%)

	$a_1$	$a_2$	$a_3$	$a_4$	$a_5$
Autopistas y autovías	19	7	24	18	32
Carreteras principales	20	5	22	22	31
Carreteras secundarias	15	10	32	18	25

Un ejemplo de mapa de evaluación junto con la gama de valores de  $\alpha$  para la clasificación del terreno se da en la fig. 11.1.

Lógicamente los trazados más favorables serán los que se desarrollarán a través de áreas con mayores valores del índice  $\alpha$ . En la práctica, sin embargo, tiene un considerable peso la facilidad de ocupación y expropiación de terrenos, la proximidad a los núcleos generadores o receptores de tráfico y el posible impacto ambiental.

Este método ha sido también aplicado en otros países (Nagarajan y Shah, 1987) con resultados satisfactorios. En zonas con una intensa res fluvial o de drenaje sería necesario incorporar el número de cruces de cauces asociado a cada posible trazado por la repercusión de las obras de fábrica a construir.

En el caso de España, una parte importante del territorio nacional ha sido cubierta por los *Estudios Previos de Terrenos* editados por la Dirección General de Carreteras. En estos estudios se delimitan, a escala 1:50.000 las formaciones de distinto comportamiento geotécnico, dando indicaciones sobre litología, estructura, capacidad portante, calidad para préstamos y taludes típicos (fig. 11.2).

En la Memoria se dan perfiles estratigráficos típicos, con especial atención a los problemas de estabilidad.

Recientemente están teniendo un importante desarrollo los *Mapas de Movimientos del Terreno* o de Zonas Inestables, los cuales pueden servir de orientación muy útil a nivel de proyecto (fig. 11.3) suele ser 1:50.000.

Estos mapas contienen información del tipo siguiente:

- Base geológica general
- Zonificación por unidades litológicas
- División de cada zona en áreas de morfología y condiciones semejantes respecto a deslizamientos (unidades geocinéticas)
- Localización de puntos de inestabilidad observados
- Definición del riesgo potencial de cada área y la superficie de la misma afectada
- Memoria descriptiva de los tipos de deslizamiento característicos de cada formación, su evaluación geotécnica y eventuales recomendaciones ingenieriles.

Esta cartografía puede servir de orientación para otras zonas próximas con formaciones análogas. Debe tenerse en cuenta, sin embargo, que son tantos los factores que influyen en los problemas de estabilidad (geometría, potencia de suelo residual, estructura de los macizos rocosos, niveles piezométricos, vegetación, etc.) que los intentos de *cartografía automática* superponiendo sólo algunos factores como pendientes, litología, orientación etc., dan frecuentemente resultados muy alejados de la realidad, salvo en zonas de gran homogeneidad geomecánica.

A pesar de la existencia de esta información no siempre el encaje de un trazado resulta correcto, ya que existen numerosos casos en los que se ha caído en auténticas trampas geotécnicas por haber considerado muy someramente la naturaleza del terreno. A veces son consideraciones económicas y en otras de urgencia las que condicionan estas defectuosas actuaciones. En otros casos el trazado viene obligado por condiciones de

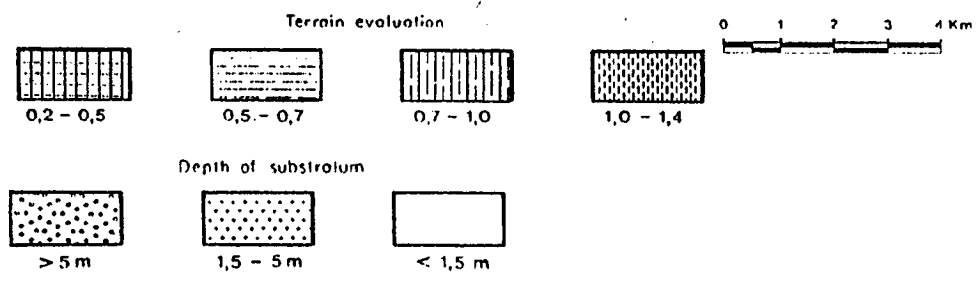
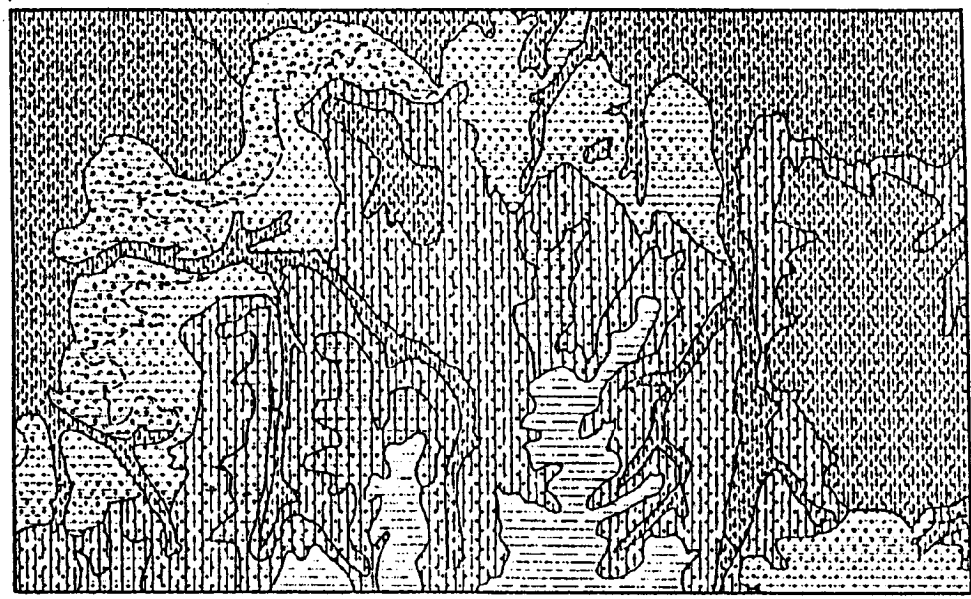
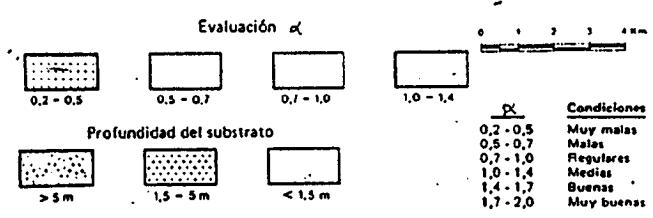
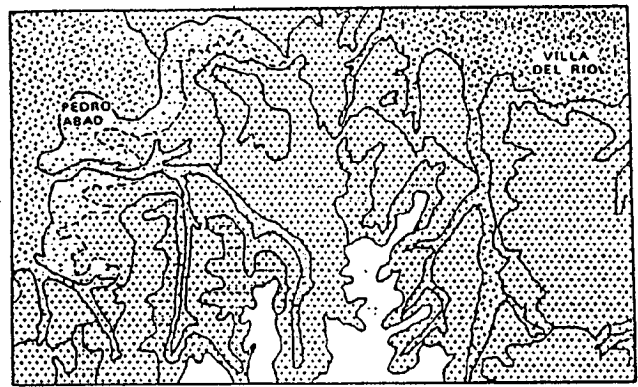


Fig. 11.1.- Mapa final de evaluación del terreno (R. Ortiz y Prieto, 1969)

Tabla 11.3.- Condiciones de drenaje

<u>DESCRIPCION</u>	<u>INDICE <math>\delta</math></u>
- Terreno seco o con excelente drenaje	2,0
- Terreno con buen drenaje incluso bajo lluvias intensas	1,8
- Terreno con buena escorrentía pero deficiente drenaje profundo. Pluviometría moderada	1,4
- Mal drenaje superficial y profundo. Pluviometría media	0,8
- Graves problemas de drenaje con inundación temporal por lluvias o ascenso del nivel freático	0,2

Tabla 11.4.- Condiciones de capacidad portante

<u>DESCRIPCION</u>	<u>CALIDAD</u>	<u>C.B.R.</u>	<u>INDICE <math>\beta</math></u>
- Rocas sanas masivas o con ligera fracturación o alteración	Excelente	> 80	2,0
- Mezclas compactas y bien graduadas de suelos granulares y cohesivos. Rocas difícilmente ripables. Areniscas	Muy Buena	50-80	2,0
- Rocas alteradas o muy fracturadas. Zahorras mal graduadas. Arenas arcillosas compactas. Rocas y suelos carbonatados	Buena	20-50	1,7
- Arcillas con arena o grava consolidadas. Margas y limolitas de baja plasticidad	Regular	10-20	1,2
- Depósitos granulares flojos. Suelos eólicos. Arcillas de plasticidad media a alta	Mala	2-10	0,7
- Rellenos, turbas, depósitos blandos muy compresibles. Suelos colapsables	Muy mala	-	0,2

relieve o de penetración y conexión en determinadas zonas por lo cual el problema no puede evitarse, exigiendo entonces un cuidadoso tratamiento geotécnico.

En muchos casos el estudio de viabilidad acaba en un *estudio de trazado* que sirve de base para el proyecto de construcción. Aunque a veces se prescindir de un estudio específico a este nivel, lo usual es que se realice una investigación con un alcance y profundidad tales "que pueda asegurarse que no será precisa la modificación del trazado proyectado por condicionantes geológico-geotécnicos". Evidentemente existe una gran carga subjetiva en este planteamiento por lo que es frecuente no llegar más allá de un somero recorrido geológico y alguna cata o prospección poco costosa.

### 11.2.3 Estudios de acondicionamiento, desdoblamiento, etc.

En ellos el trazado suele estar muy encajado desde el principio y se dispone de una información geotécnica importante, bien en forma documental o basada en la experiencia de las obras ya realizadas. Debe intentarse siempre localizar el proyecto de la obra existente o recoger testimonios sobre la misma.

A diferencia de los estudios de nuevos trazados suelen implicar un reconocimiento de los firmes existentes, tanto para obtener datos sobre su estructura, tipo de explanada, etc., como para establecer las necesidades de refuerzo (medida de deflexiones) o su uso como base de un nuevo



Tabla 11.5.- Facilidad de excavación

<u>MATERIALES TIPICOS</u>	<u>CUALIFICACION</u>	<u>INDICE<sub>p</sub></u>
- Rocas masivas y sanas	No ripables (necesidad de explosivos)	0,2
- Id. moderadamente fracturadas o alteradas. Rocas estratificadas	Difícilmente ripables Voladuras ocasionales	0,8
- Id. muy fracturadas o alteradas. Margas, areniscas blandas. Esquistos	Terrenos de transición	1,4
- Suelos residuales y compactos. Margas fisuradas. Arcillas consolidadas	Ripables	1,8
- Suelos granulares. Suelos cohesivos blandos	Fáciles de excavar	2,0

Tabla 11.7.- Condiciones de estabilidad

<u>DESCRIPCION</u>	<u>INDICE<sub>n</sub></u>
- Terreno competente y estable incluso con taludes escarpados	2,0
- Ligeros problemas de estabilidad (caídas de bloques, flujo de derrubios en zonas falladas, etc.)	1,8
- Terreno ligeramente afectado por erosión, reptaciones, flujos superficiales	1,4
- Riesgo moderado de movimientos de masa afectando a volúmenes importantes. Terrenos muy sensibles a la meteorización y cambios de volumen	0,8
- Grandes áreas afectadas por deslizamientos. Terrenos colapsables o en procesos de subsidencia o consolidación	0,2

pavimento.

Estos reconocimientos se hacen mediante catas de pequeñas dimensiones y más raramente mediante sondeos cortos. Los huecos creados deben taparse sin crear discontinuidades en la pavimentación. En carreteras en servicio estos trabajos pueden crear perturbaciones de tráfico importantes.

A veces la prospección debe extenderse en profundidad para reconocer la competencia de los terraplenes existentes y su cimiento, sobre todo cuando se van a hacer ensanches parciales de la plataforma adosando espaldones de tierra o pedraplenes.

También es típico de estos estudios el reconocimiento de obras de fábrica con vistas a su ensanche, ampliación de calzada, etc. El problema es

bastante complejo en antiguos puentes de mampostería, en los que es necesario realizar sondeos y catas para definir adecuadamente su estructura y estimar su capacidad para soportar nuevas cargas.

Las prospecciones suelen extenderse también a la cimentación para juzgar sobre las necesidades de recalce o refuerzo.

Cuando la ampliación de las obras de fábrica existentes exige una prolongación completa desde cimientos, suele hacerse un reconocimiento de las cimentaciones existentes, repitiendo la misma tipología si se considera adecuado.

En los desdoblamientos con separación importante de calzadas y variación apreciable del terreno, el estudio geotécnico debe plantearse como si se tratara de un nuevo trazado.

#### 11.2.4 Estudios para anteproyectos y proyectos

Debemos suponer que el trazado está correctamente encajado, tanto en planta como en perfil, partiendo de los estudios previos de viabilidad en los que se haya concedido la importancia adecuada a los aspectos geotécnicos. Caben, no obstante, determinadas modificaciones a partir de la información de detalle suministrada por estos nuevos estudios y las correspondientes prospecciones.

En realidad no existe una diferencia clara entre la información geotécnica de un anteproyecto y de un proyecto, debiendo entenderse uno como continuación de otro, resultando siempre útil la información obtenida en fases anteriores.

Los aspectos más significativos se desarrollan en los apartados siguientes.

##### a) *Encuadre geológico*

Una vez definida la banda de encaje de posibles trazados, con la precisión correspondiente al nivel de estudio previsto, resulta indispensable la caracterización geológica del terreno, con objeto de

- optimizar y situar las eventuales prospecciones
- definir el tipo, profundidad, etc. de los reconocimientos más adecuados para cada zona.
- detectar los puntos problemáticos o singulares, como:
  - laderas inestables o en fluencia lenta
  - coluviones, conos de deyección, piedmontes en equilibrio estricto

- zonas de baja capacidad portante, marismas, llanuras de inundación, fosas de colmatación, etc.
- áreas karstificadas o con problemas de subsidencia, etc.
- zonas endorreicas o con problemas de drenaje.

En algunos casos, el estudio geológico puede dar lugar a propuestas de cambios de trazado, antes de iniciar cualquier tipo de prospección.

La metodología usual comprende:

- Recopilación de antecedentes geológicos.
- Estudio fotogeológico del trazado sobre fotogramas a escala 1/18.000 ó mayor.
- Itinerarios de campo, con levantamiento de los detalles litológico-estructurales necesarios para el proyecto, definiendo los puntos de investigación complementaria.
- Elaboración de una cartografía geológica a escala suficiente para definición de actuaciones.
- Redacción de una memoria descriptiva de los aspectos geológicos del trazado.

Normalmente el estudio se recoge en una cartografía geológica a escala 1/5.000. Lo ideal sería utilizar escalas análogas a las del trazado en planta (1/1.000 a 1/2.000) pero raramente se consigue información suficiente para llegar a ese detalle. Por otra parte, salvo en puntos singulares, basta con una zonificación orientativa que puede presentarse incluso a escala 1/10.000.

La banda de estudio suele variar entre 200 y 500 m, según la definición previa del trazado, la complejidad del terreno, etc.

La cartografía debe ir acompañada de una Memoria con el desarrollo usual de los aspectos referentes a

- Morfología y relieve
- Litología y estratigrafía
- Tectónica
- Hidrogeología y drenaje
- Formaciones superficiales
- Accidentes y puntos singulares
- Sismicidad, etc.

##### b) *Geotecnia de la traza*

En el trazado normal los problemas fundamentales son:

Tabla 1.6.- Ejemplo de los materiales procedentes de las excavaciones (\*)

a) Pedraplenes

Calidad	Resistencia a compresión simple (MN/m <sup>2</sup> )	Los Angeles	Pérdidas en SO <sub>4</sub> Mg	Alterabilidad	Uniformidad U	Forma	Plasticidad de los finos	% de finos	Indice π
P1 - Adecuada	> 30	< 40	< 1%	Baja	> 10	Cúbica	Como T1	< 10	1,7
P2 - Aceptable	8-30	40-50	1-5%	Media	5-10	-	Como T2	10-20	1,3
P3 - Inadecuada	< 8	> 50	> 5%	Alta	< 5	Lajosa	Como T3-T4	> 20	0,5

b) Terraplenes

Calidad	D <sub>max</sub>	D <sub>85</sub>	Finos	Uniformidad	Plasticidad	Peso esp. seco KN/m <sup>3</sup>	C.B.R.	% de mat.org.	% de SO <sub>4</sub>	% de sales solubles	Indice π
T1 - Excelente	12,5 cm	10 cm	15-25%	> 20	w <sub>L</sub> < 30; IP < 10	≥ 18,5	> 15	-	-	< 0,1	2
T2 - Adecuada			25-35%	10-20	w <sub>L</sub> < 35; w <sub>L</sub> < 40 y IP > 0,6 w <sub>L</sub> - 9	17-18,5	8-15	< 0,5	-	0,1-0,3	1,6
T3 - Aceptable		8 cm	< 50%	6-10	w <sub>L</sub> < 40; w <sub>L</sub> < 65 y IP > 0,6 w <sub>L</sub> - 9	15-17	3-8	0,5-1	< 0,1	0,3-0,6	0,8
T4 - Inadecuada	0,5 mm	0,3 mm	> 50%	< 6	w <sub>L</sub> > 50; IP > 20	< 15	< 3	> 2	> 0,1	> 0,6	0,2

(\*) Pueden existir calidades intermedias cuando no se den simultáneamente las propiedades asociadas con una misma línea horizontal.

- Evaluación de la capacidad portante de la explanación
- Caracterización del cimientto de terraplenes
- Ripabilidad del terreno a desmontar
- Calidad de los productos de la excavación (ver Ap. 11.2.8)

No incluimos en este apartado los grandes desmontes o terraplenes que pueden requerir un tratamiento especial (ver más adelante), ni los túneles que, como obras singulares, se tratan en otra parte del Texto.

El estudio debe emprenderse con un conocimiento aproximado del perfil ya que debe descender como mínimo 1 m bajo la futura rasante, o lo necesario para alcanzar un substrato firme. Esto es importante cuando la traza atraviesa rellenos, escombreras, etc.

Si las profundidades a alcanzar no son superiores a unos 3 m el reconocimiento puede hacerse a base de catas, con lo que también se consigue información sobre ripabilidad. En algún caso puede ser más cómodo realizar sondeos helicoidales, con lo cual no existe limitación de profundidad pero la información estratigráfica es menos clara y en bastantes casos pueden impedir el avance los bolos, costras cementadas, etc.

Cuando el terreno es suficientemente conocido pueden substituirse parcialmente estas prospecciones por penetrómetros.

La densidad típica de reconocimientos varía entre un mínimo de 1 prospección puntual por kilómetro y 4.

En algunos casos puede tener interés la prospección geofísica (eléctrica o sísmica), como cuando se desea seguir la posición de un substrato conocido o definir un determinado recubrimiento.

No debe perderse de vista que la *calificación de explanadas* se hace dentro de grupos muy amplios (ver Ap. 11.25) por lo que no tiene interés un análisis geotécnico muy detallado ni una gran inversión en prospecciones y ensayos. Por otro lado no es posible cambiar el tipo de firme en tramos cortos con lo que se acaba partiendo de la peor explanada del trazado, una vez excluidas las zonas singulares.

En algunas regiones son de gran ayuda las correlaciones para estimar los valores del C.B.R. in situ, módulos de  $M_c$ , etc. a partir de ensayos sencillos de identificación (granulometría, límites de Atterberg, Proctor, etc.).

En zonas con el nivel freático somero es importante establecer las variaciones estacionales de éste y su influencia sobre la capacidad portante de la explanada natural o las condiciones del terraplén respecto a problemas capilares, drenaje, etc.

En los estudios de traza es importante caracterizar la ripabilidad o facilidad de excavación de los materiales de desmonte, ya que ello influye decisivamente en el coste del movimiento de tierras.

A efectos de estabilidad también es necesario diferenciar las monteras terrosas, los recubrimientos de suelo residual, las potencias de roca alterada, etc.

Tradicionalmente suele utilizarse la prospección de tipo sísmico, estableciendo perfiles de distinta velocidad de transmisión de ondas y comparando con los valores límites dados por los fabricantes de maquinaria.

Deben hacerse al menos dos perfiles en cada talud importante, siendo conveniente comprobar las estimaciones mediante catas o pruebas de excavación.

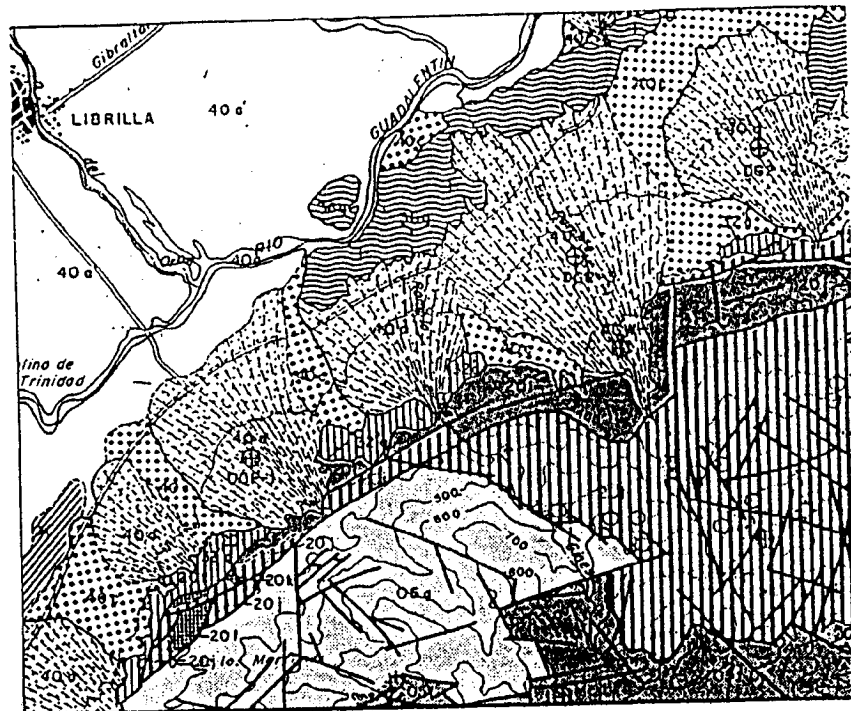
Las prospecciones deben orientarse también hacia la determinación de las *condiciones hidrogeológicas* del macizo, y a la presión del agua en los acuíferos atravesados. En taludes importantes estas prospecciones deben completarse con un encuadre hidrogeológico del macizo, detectando eventuales surgencias, sumideros, rezumes en manto, etc. que puedan servir para una definición más completa de las condiciones freáticas. Cuando sean de prever oscilaciones importantes del nivel deberán dejarse tubos piezométricos en los sondeos, los cuales deberán controlarse periódicamente sobre todo en época de lluvias importantes para acotar las peores condiciones a introducir en el análisis de estabilidad.

En formaciones relativamente impermeables debe prestarse especial atención a no confundir el agua introducida en los sondeos con el agua del propio terreno, ya que en muchos casos el agua del sondeo se mantiene durante meses en el mismo, sobre todo en formaciones margosas.

En relación con la hidrogeología debe realizarse habitualmente el análisis químico de las aguas encontradas y prestar atención especial a eventuales fenómenos de disolución o karstificación que puedan suponer zonas de debilidad en la resistencia general de la masa del talud.


#### c) Terraplenes

Los terraplenes sobre terreno llano o de elevada




**DEPOSITOS RECIENTES Y SUELOS RESIDUALES**


- 40a  
40a



Terrazas y vegas, esencialmente limo-arcillosas, con eventuales hiladas de cantos intercalados (40a'); aluviones de gravas poligénicas en capas lenticulares con proporción variable (siempre minoritaria) de finos limo-arcillosos (40a). Existencia de niveles freáticos someros. Capacidad portante media a alta. Permeable sólo el grupo 40a.
- 40c  
40b  
40c




Suelos eluvo-coluviales (40b y 40c) y escombreras (40c), de gravas angulosas, poligénicas, y arcillas, en mezcla desordenada y sin aparente estratificación. Contienen sulfatos, en mayor o menor proporción, los desarrollados sobre las formaciones yesíferas del Tramo. Erosionables. Permeabilidad media.
- 40d




Conos de deyección de grava, arena y finos, en mezcla heterogénea, con algunas capas más ricas en cantos, cementados por costras calcáreas. Capacidad portante alta a media. Permeables. Utilizables como material de préstamo.

**FORMACIONES DETRITICAS**


- 36a  
36a




Alternancia regular de conglomerados rojos, poligénicos, cementados y margas marrones arenosas (36a) o arcillas grises (36a). Grado de consolidación muy dispare, en ambos tipos de capas. Taludes medios estables hasta 55°. Permeabilidad media. Ripabilidad media en general.
- 32 n  
32 i  
32 y  
32 b



Molatas amarillas tableadas con intercalaciones de calizas travertínicas blancas, margas (32 n); molatas en capas finas y gruesas alternando con indentaciones de microconglomerados y gravas cementadas (32 i); conglomerados calizos y molatas de grano medio o grueso, alternantes, en capas de 0.2 - 0.8 m (32 y); molatas de grano silíceo, puzarreo, etc. con cemento calizo-arenoso (32 b); brechas de cantos poligénicos, cementados por molasa calcárea (32 b). Conjunto bien consolidado y poco erosionable. Permeable "en pequeño". Taludes medios verticales estables en general. Ripabilidad baja o nula.
- 32 i  
32 h



Conglomerados poligénicos y brechas heterométricas de matriz arenoso-limosa, en capas alternantes de potencia variable (32 i); conglomerados verticales, poligénicos, con matriz limo-arenosa, alternando con calizas arenosas amarillas, en capas gruesas (32 h). Consolidación elevada. Siempre permeables en conjunto. Taludes subverticales estables. Ripabilidad ligera o nula.
- 32 g



Conglomerados poligénicos, con prefilino de cantos dolomíticos, margas grises, arcillosas, y molatas amarillas, de grano fino y cemento calizo, en alternancia regular de capas de 0.5 - 1.5 m. Consolidación y compactación elevadas. Permeables en conjunto. Taludes medios subverticales estables. No ripables salvo las capas margosas.

Fig. 11.2.- Extracto del E.P.T. Murcia- Lorca, E 1:50.000 (Original en colores)



LITOSF. P.	VORF. AREA	UNIDADES Y FORMACIONES	FACTORES MORFOLÓGICOS						DESCRIPCION
			RELIEVE	GRUPO GEOMORFOLÓGICO	FORMA	ORIENTACIÓN	EXTENSIÓN	POSICIÓN	
1	A	8	H-7	DC	2H	3H	Micacquistos. Grandes relieves con amplios interfluvios de cima subredondeada y laderas convexas con cantiles y crestones. Desprendimientos, aludes de bloques y corrientes activos muy frecuentes.		
		9	9	DC	4H	3H			
		11	5	RD	4H	3H	Micacquistos con niveles de cuarzo intercalados. Arca montañosa con pendientes medias y colectores principales encajados; rillanos y glacis ondulatorios en zonas exteriores. Corrientes del recubrimiento y derrumbamientos latentes.		
		13	3	RD	2B	2H			
		14	4	RD	3H	3H			
15	5	DC	4A	4A					
17	7	RD	1H	3H					
2	A	20	9	D	2H	3H	Cuarcitas felsepáticas esquistosadas; antibolitas locales. Crestones y cantiles en zona de alta montaña y laderas de fuerte pendiente en barrancos profundos. Desprendimientos activos en cantiles.		
		29	9	D	4A	2H			
3	B	35	4	D	2B	2H	Antibolitas esquistosadas. Cerros de cima subredondeada con laderas convexas de notable pendiente; desniveles de medios a moderados; barrancos semientallados esporádicos. Desprendimientos potenciales locales.		
		49	9	D	3H	2H			
4	A	68	U	RD	1H	2H	Mirmoles tajados en bancos. Laderas de fuerte pendiente y desnivel, festoneadas por cantiles, rillanos y aludes rocosos. Desprendimientos activos.		
		69	9	RD	2H	3A			

Fig. 11.3.- Ejemplo de mapa de movimientos del terreno (MOPU - Sección de Ingeniería Geológica) E 1:50.000. Prov. de Granada (Original en colores)

capacidad portante no requieren otro estudio que el de su formación y la estabilidad de sus propios taludes.

Los taludes de los terraplenes dependen lógicamente de la calidad de los materiales empleados y de la altura, pudiendo adoptarse a efectos de anteproyecto los de la Tabla 11.8.

**Tabla 11.8.- Taludes usuales en terraplenes (H:V)**

Material	ALTURA	
	Pequeña	Grande
Pedraplén de rocas sanas no alterables	1:1	1,5:1
Id. de rocas friables o meteorizables	1,5:1	1,75:1
Id. de margas	1,75:1	2:1
Zahorras y arenas arcillosas	1,5:1	1,75:1
Arcillas arenosas	1,75:1	2:1

En terraplenes sobre laderas recubiertas por suelos residuales, coluviales, etc. o formadas por suelos arcillosos o margosos debe estudiarse la estabilidad frente al deslizamiento en las hipótesis previsibles de posición del nivel freático. En estos casos deberá hacerse al menos una prospección en cada tramo a terraplenar, definiendo la estratigrafía y, en su caso, tomando muestras para establecer la resistencia al corte del terreno.

Los mayores problemas se plantean en el caso de terraplenes sobre suelos blandos. Ver al respecto el Ap. g.

#### d) Desmontes y excavaciones importantes

Son zonas que requieren un estudio detallado y pueden complicar considerablemente el estudio geotécnico.

En esta categoría pueden incluirse los desmontes de más de 10 m o los que puedan afectar a edificios, vías de comunicación, canales, etc.

Salvo en formaciones sedimentarias blandas, de estratigrafía relativamente homogénea y cuya estructura es fácilmente definible, en la mayoría de los casos se trata de formaciones rocosas o mixtas en las que la futura estabilidad viene fuertemente

condicionada por la orientación del desmonte respecto a la estructura del macizo.

Esta estructura solamente puede definirse a través de un estudio geológico detallado, si es posible completado con prospecciones ya que, en muchos casos los recubrimientos enmascaran la estructura en profundidad o no existen afloramientos o cortes suficientemente aclaratorios. En taludes importantes (H > 20 m) debe hacerse con prudencia la extrapolación en profundidad de los datos deducidos de afloramientos.

Es muy útil al respecto el *encuadre fotogeológico* a partir del cual se pueden detectar accidentes tectónicos importantes como fallas o grandes fracturas que puedan incidir desfavorablemente sobre la estabilidad.

El estudio geológico de campo deberá definir:

- La naturaleza litológica de los materiales
- Las familias más importantes de fracturas, su frecuencia, dirección y buzamiento
- La naturaleza de los materiales de relleno de juntas
- Todos los accidentes de interés como zonas milonitizadas, intrusiones, plegamientos, etc.

Normalmente el estudio geológico deberá abarcar no sólo el ámbito del futuro desmonte sino una superficie suficientemente amplia en el entorno del mismo y que pueda tener interés en el futuro estudio de estabilidad.

Dentro del estudio geológico es interesante el análisis del *comportamiento de taludes naturales o artificiales* en la misma formación ya que proporcionan datos estadísticos muy valiosos sobre la estabilidad a corto y largo plazo. Estos análisis para ser aprovechables deben ser realizados con detalle suficiente para permitir la extrapolación a nuevas condiciones, es decir, deben ser realizados con el mismo criterio geológico que el estudio de los nuevos desmontes.

Este tipo de inventarios resulta especialmente útil en los casos en que el tratamiento teórico no es fácil como cuando se trata de problemas de alterabilidad, erosión superficial, socavación, caídas de bloques, etc. Estos estudios sirven también para definir las formas de inestabilidad propias de cada formación con objeto de reproducirlas posteriormente en los





modelos de cálculo de los nuevos taludes.

En la fig. 11.4. se muestra un ficha-inventario utilizada en el área de Madrid.

Salvo en los casos de estructura muy simple ya hemos dicho que suele ser necesario realizar *prospecciones* en profundidad. Estas se realizan habitualmente mediante sondeos mecánicos, con extracción de testigo continuo y toma de las muestras adecuadas para la determinación de parámetros geomecánicos. Normalmente debe realizarse un mínimo de 2 sondeos y preferiblemente 3 en un mismo perfil, generalmente coincidente con la zona de máxima altura de desmonte. En taludes cortos, es decir de desarrollo menor de 25-30 m, suele ser suficiente con un solo perfil estratigráfico pero en taludes más largos o cuando existan cambios laterales importantes deberán disponerse las prospecciones al tresbolillo para poder definir perfiles transversales. En algunos casos puede ser suficiente con una línea de sondeos paralela a la base del talud y con separaciones no superiores a 50 m.

La profundidad de los sondeos debe ser tal que atraviesen la eventual masa deslizante o se alcance una formación de estabilidad asegurada. Esta planificación obliga a una idea previa sobre las formas de inestabilidad que lógicamente deben deducirse del estudio geológico.

En taludes rocosos importantes en los que la resistencia al corte a través de determinadas diaclasas o intercalaciones puede ser fundamental para la estabilidad, suele ser necesario completar las prospecciones con determinados ensayos de corte in situ. También en este caso debe ser la geología la que señale afloramientos accesibles en los que se pueda ensayar la formación en condiciones análogas a las del futuro desmonte sin necesidad de realizar excavaciones demasiado grandes.

Es importante señalar que capas relativamente delgadas pueden tener una influencia decisiva en la estabilidad de un talud. Tal es el caso de pequeñas capas montmorilloníticas, grafitosas, cloríticas, etc. que con espesores de centímetros pueden concentrar las superficies de deslizamiento debido a su baja resistencia al corte. Estas capas son difíciles de detectar en sondeos realizados con maniobras largas y abundante aporte de agua, requiriéndose una considerable experiencia y cierta advertencia previa de tipo geológico para localizarlas y muestrearlas adecuadamente.

También tienen gran importancia las oquedades, zonas minadas, antiguas galerías de saneamiento, etc. cuando se sitúan en zonas fuertemente tensionadas, generalmente al pie del talud. Su localización a partir de prospecciones puntuales es muy difícil y en general conviene realizar una recogida de antecedentes históricos, mineros, etc. para situarlos adecuadamente respecto al futuro desmonte.

Al definir los taludes de proyecto debe procurarse cierta racionalización ya que una gran variedad de inclinaciones puede dar lugar a errores y complicar innecesariamente los planos.

A veces pueden preverse excavaciones superiores a las necesarias por motivos de estabilidad, con objeto de disponer de mayores volúmenes de préstamos.

En zonas de topografía accidentada puede ser ventajoso proyectar taludes muy estrictos y prever costes de limpieza y conservación para un cierto porcentaje de desprendimientos, que construir taludes muy seguros con gran movimiento de tierra. En las expropiaciones, no obstante, debe reservarse la franja en que puedan desarrollarse eventuales fenómenos de inestabilidad.

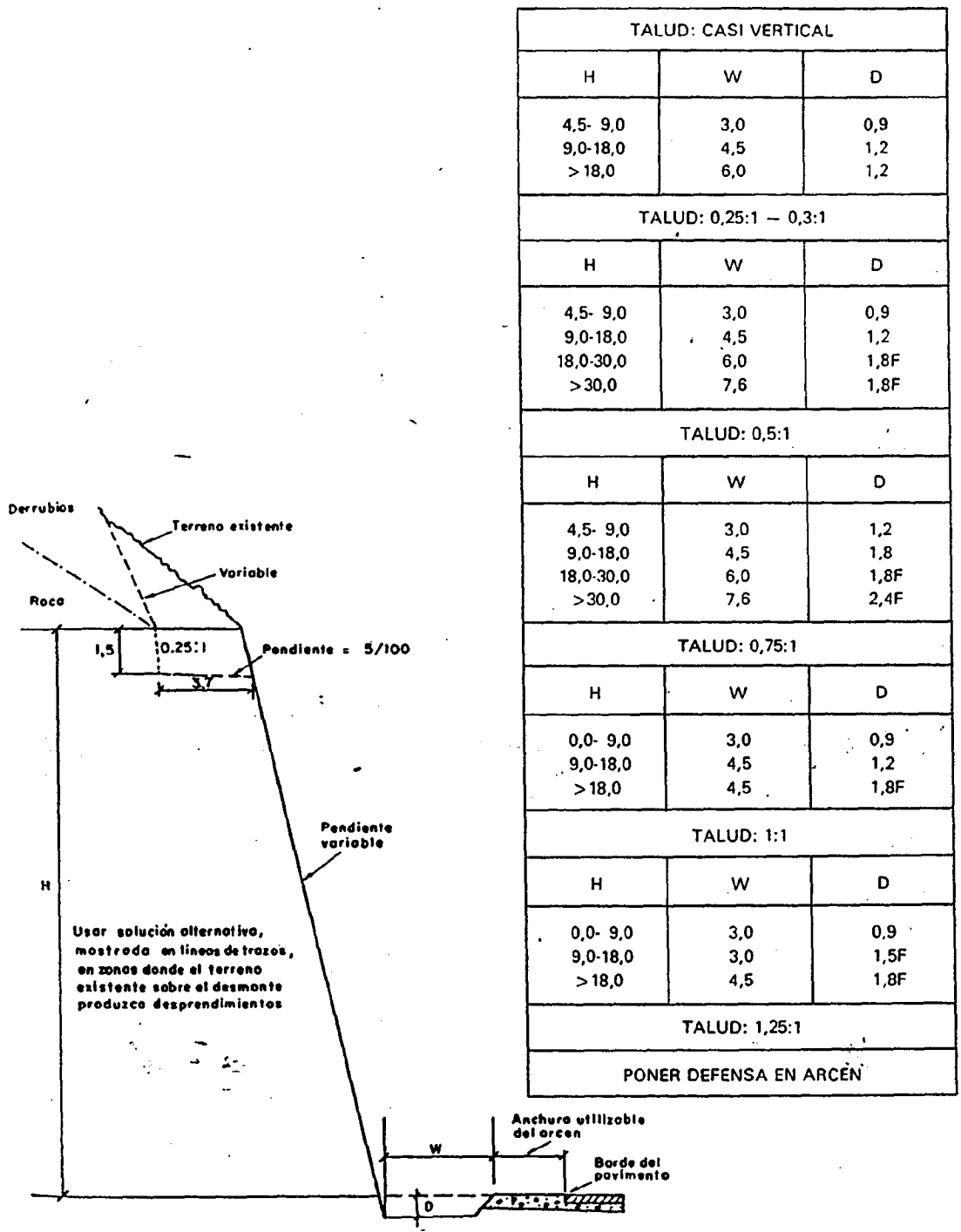
La *caldá de piedras* es un riesgo importante en algunas carreteras y muy grave en ferrocarriles. Existen numerosas soluciones (saneo, bulonado, mallas, barreras, etc.) pero suelen ser muy costosas por las dificultades de trabajo en el frente de un talud. Una solución aceptable en bastantes casos es dejar amplios cunetones de recogida al pie del talud.

Es ya clásico el criterio de dimensionamiento de Ritchie (fig. 11.5) el cual suele conducir a anchos muy conservadores. Lógicamente el riesgo es proporcional a la altura de la caída y al tamaño del bloque que puede desprenderse, por lo que es importante estimar tales magnitudes. En materiales margosos o deleznales es suficiente con prever un espacio para almacenamiento temporal de derrubios.

#### e) Obras de fábrica

Pueden tener categoría muy diversa según la naturaleza de la obra. En general se consideran

- los muros y estructuras de contención
- las pequeñas obras de paso y drenaje
- los pontones, pasos a desnivel, etc.



Notas:

- 1) Cuando el terreno existente sobre el desmorte tiene una pendiente próxima a la de éste, la altura (H) debe incluir la pendiente existente o la porción que pueda lógicamente considerarse como parte del desmorte.
- 2) Generalmente deberá ponerse una defensa cuando  $D > 0,90$ . F permite disminuir D a 1,20 si también se utiliza defensa.

Fig. 11.5.- Dimensionamiento de cunetones de piedras según Ritchie (1963)

- los viaductos y obras importantes.

En todos los casos interesa definir con precisión suficiente la profundidad, tipo y carga admisible de las cimentaciones, por lo que las técnicas a utilizar no difieren de las empleadas para otro tipo de estructuras. Estos estudios puntuales deben acometerse cuando se conozca con precisión la ubicación de los apoyos de las obras de fábrica y la localización y altura de las estructuras de contención.

Debe advertirse que el estudio geotécnico puede encarecerse notablemente respecto a las previsiones si no se ha hecho una estimación afinada de las obras de fábrica que requerirán una prospección específica y un análisis geotécnico. Esto se observa sobre todo en las valoraciones "a tanto el kilómetro", independientemente del tipo de trazado.

En el caso de viaductos importantes puede llegarse a 1 sondeo por apoyo, aunque suelen hacerse reducciones en función de la homogeneidad del terreno. Es frecuente combinar los sondeos con penetrómetros e incluso levantar perfiles geofísicos. Como mínimo deben investigarse los estribos y algunos apoyos característicos que permitan definir adecuadamente la estratigrafía.

En los enlaces, generalmente de gran superficie, las prospecciones pueden repartirse de modo que se cubra adecuadamente el área de viales, sin que coincidan necesariamente con apoyos o estribos.

En las estructuras debe prestarse especial atención a los problemas de estabilidad de las laderas de apoyo de los estribos y a los riesgos de socavación de pilas ubicadas en cauces.

Requieren una valoración especial las prospecciones a realizar en cursos de agua, desde balsas o plataformas ya que los costes resultan muy elevados.

En pequeñas obras de paso debería hacerse un sondeo en cada estribo pero frecuentemente se ejecuta un solo sondeo en la zona más crítica, completándolo eventualmente con una cata o penetrómetro. En vías muy anchas estas prospecciones deben extenderse en la longitud requerida para definir las cimentaciones.

En pontones, obras de drenaje, tajeas, etc. con apoyo repartido sobre el terreno basta con definir el terreno superficial con ayuda de catas.

Las cimentaciones de muros deben definirse al menos con una prospección cada 50 m ó en cada tramo diferenciado.

#### 11.2.5 Caracterización de explanadas

La explanada es la parte superior del cimiento del firme y como tal debe poseer una adecuada capacidad de soporte y deformaciones limitadas. Estas propiedades dependen de la compacidad y resistencia al corte de material que puede ser el existente en el fondo de un deesmonte o el aportado a la coronación de un terraplén. En este último caso puede conseguirse la cantidad deseada mediante la oportuna selección del material y una correcta puesta en obra con la humedad y compactación adecuadas.

Debe procurarse que las condiciones de la explanada no empeoren a lo largo de la vida del firme pero esto puede suceder por saturación al elevarse la capa freática, ascensión capilar, filtraicones verticales o laterales, etc.

A pesar de las medidas que se adopten, cabe esperar sin embargo que la humedad de la explanada no se mantenga constante en el tiempo y que vaya fluctuando con un régimen similar, aunque algo retardado, al de la pluviometría. En regiones de clima primaveral lluvioso y veranos secos, la capacidad de soporte de la explanada será seguramente mínima al final de la época lluviosa y máxima al final de la época seca. Si el clima es húmedo, de precipitaciones frecuentes, probablemente se alcanzará al cabo de un cierto tiempo una "humedad de equilibrio" bajo el firme y las oscilaciones de la capacidad de soporte serán menores. Por ello suele adoptarse como representativo un valor suficientemente reducido como para ser superado en la mayoría de los puntos y en las épocas más desfavorables.

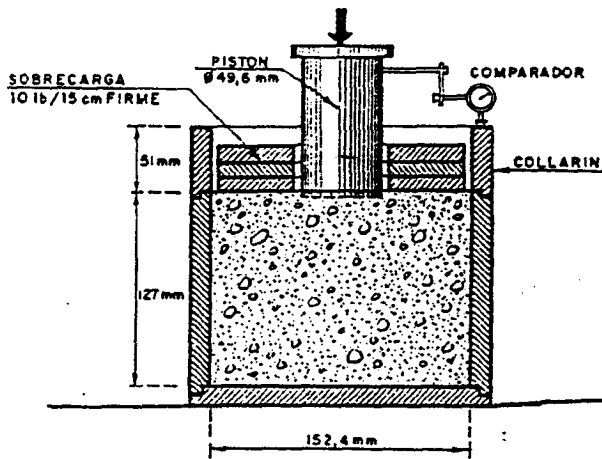
En las Tablas 11.9 a 11.11 se indica, de modo cualitativo, la idoneidad de los distintos suelos como explanada.

Para una evaluación directa se utilizan como ensayos específicos

- C.B.R. (*California Bearing Ratio*)
- Ensayos de carga con placa

El ensayo C.B.R. se realiza haciendo penetrar un pistón cilíndrico de 49,6 mm de diámetro a una velocidad uniforme de 1,27 mm/min en una muestra

colocada con la humedad y compactación deseadas en un molde cilíndrico de 152,4 mm de diámetro interior y 177,8 mm de altura. En torno al pistón se colocan unas pesas anulares que simulan la sobrecarga del pavimento (fig. 11.6). El índice C.B.R. se define como la razón (%) entre la presión necesaria para que el pistón penetre en la muestra una cierta magnitud, y la presión correspondiente a la misma penetración en una muestra patrón de grava machacada (fig. 11.7). La penetración usual es de 2,54 mm.



ENSAYO C.B.R.

Fig. 11.6.- Ensayo C.B.R.

A mayor índice C.B.R., mayor es la capacidad de soporte de la explanada, siendo C.B.R. = 5 el menor valor admitido por las normas españolas en carreteras de nueva construcción.

El ensayo puede hacerse también in situ sobre una explanada existente, pero en ese caso las características del suelo, y en particular su humedad, pueden no ser adecuadas (fig. 11.8).

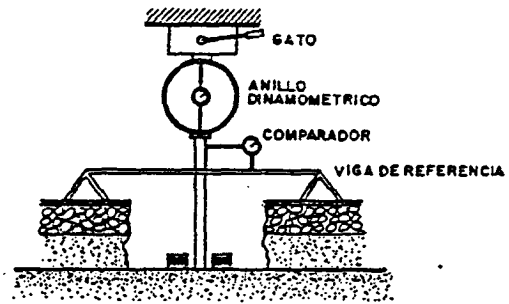


Fig. 8.5.- Ensayo C.B.R. in situ

Algunas limitaciones del ensayo son, por ejemplo, que el suelo no puede contener partículas retenidas por el tamiz 20 UNE y que la inmersión afecta de modo diferente a suelos granulares y cohesivos; en muchos casos la evaluación de la resistencia al esfuerzo cortante del suelo será demasiado pesimista. Por otra parte, el ensayo no está concebido para suelos granulares y los valores superiores a 20 sólo tienen una significación cualitativa.

Es práctica usual determinar el índice C.B.R. de proyecto a partir de los valores obtenidos al ensayar 3 muestras de suelo de diferente densidad, compactados con la misma humedad óptima de compactación.

El ensayo de carga con placa permite calcular unos módulos de deformabilidad, que resultan útiles para el estudio analítico de los firmes, considerados como estructuras multicapa.

Para los ensayos se utilizan placas metálicas circulares rígidas, de un determinado diámetro o superficie. Las más usuales son:

- a) 200 cm<sup>2</sup> (D ≈ 16 cm) y 700 cm<sup>2</sup> (D ≈ 30 cm) de la norma suiza SNV 670.312 (1959). Para explanadas y subbase puede emplearse cualquiera de las dos, siempre que el diámetro de la placa tenga 3-5 veces la dimensión de las mayores partículas del suelo. Para capas de

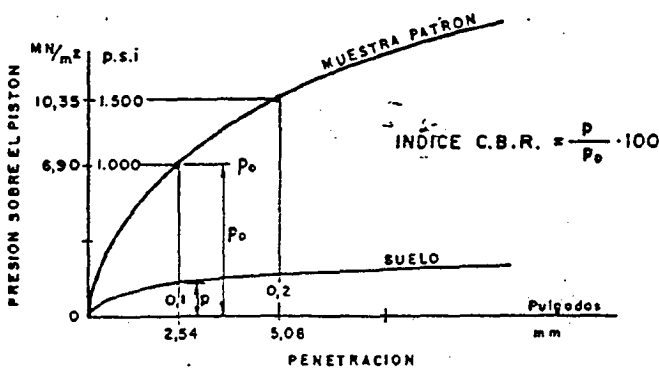


Fig. 11.7.- Índice C.B.R.

Previamente a la penetración la muestra con la sobrecargas se sumerge en agua durante 4 días, midiendo las correspondientes hinchamientos.

Tabla 11.9.- Clasificación de suelos de la AASHTO (M 145-82)

Clasificación general	Materiales granulares (menos del 36% pasa por el tamiz n° 200)							Materiales limo-arcillosos (más del 36% pasa por el tamiz n° 200)			
	A-1		A-3	A-2				A-4	A-5	A-6	A-7
Grupo	A-1-a	A-1-b		A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7				
Análisis granulométrico: Porcentaje que pase por el tamiz: N° 10 (2,0 mm) N° 40 (0,426 mm) N° 200 (0,075 mm)	50 máx 30 máx 15 máx	50 máx 25 máx	51 min 10 máx	35 máx	35 máx	35 máx	36 máx	36 min	36 min	36 min	36 min
Características de la fracción que pasa por el tamiz N° 40 Límite líquido Índice plasticidad	6 máx		N.P.	40 máx 10 máx	41 máx 10 máx	40 máx 11 min	41 min 11 min	40 máx 10 máx	41 min 10 máx	40 máx 11 min	41 min 11 min (1)
Tipo de materiales proponderantes	Fragmentos de piedra, grava y arena		Arena fina	Grava y arena limosa o arcillosa				Suelos limosos		Suelos arcillosos	
Valor general como explicado	Excelente a bueno							Aceptable a malo			

(1) El índice de plasticidad del subgrupo A-7-5 es igual o menor que el límite líquido menos 30. El índice de plasticidad del subgrupo A-7-6 es mayor que el índice líquido menos 30

Tabla 11.10.- Características de los suelos para carreteras según la clasificación unificada de suelos

Divisiones principales	Símbolos		Valor como explicado cuando no sometido a la acción de helada	Características de drenaje	Densidad en seco t/m <sup>3</sup> (máx. Proctor modificado)	C.B.R. "in situ"
Suelos de grano grueso	Gravas	GW	Excelente	Excelente	2,00 - 2,24	60 - 80
		GP	Buena a excelente	Excelente	1,76 - 2,08	25 - 60
		d	Buena a excelente	Aceptable a malo	2,08 - 2,32	40 - 80
	Arenas	GM	Buena	Malo a prácticamente impermeable	1,92 - 2,24	20 - 40
		u	Buena	Malo a prácticamente impermeable	1,92 - 2,24	20 - 40
		GC	Buena	Malo a prácticamente impermeable	1,92 - 2,24	20 - 40
Suelos de grano fino	Limos y arcillas LL < 50	SW	Buena	Excelente	1,76 - 2,08	20 - 40
		d	Aceptable a buena	Excelente	1,60 - 1,92	10 - 25
		SM	Aceptable a buena	Aceptable a malo	1,92 - 2,16	20 - 40
	Limos y arcillas LL > 50	u	Aceptable	Malo a prácticamente impermeable	1,68 - 2,08	10 - 20
		SC	Malo a aceptable	Malo a prácticamente impermeable	1,68 - 2,08	10 - 20
		MH	Malo	Aceptable a malo	1,28 - 1,60	4 - 8
Suelos de estructura orgánica	Pt	CL	Malo a aceptable	Prácticamente impermeable	1,60 - 2,00	6 - 15
		OL	Malo	Malo	1,44 - 1,68	4 - 8
		CH	Malo a muy malo	Prácticamente impermeable	1,28 - 1,68	3 - 5
		OH	Malo a muy malo	Prácticamente impermeable	1,28 - 1,68	3 - 5

Tabla 11.11.- Clasificación francesa de suelos

				Calidad como explanada
A Suelos finos	D < 50 mm Pasa por 80 μm > 35 %	I <sub>p</sub> < 10		A <sub>1</sub> Regular
		10 < I <sub>p</sub> < 20		A <sub>2</sub> Mala
		20 < I <sub>p</sub> < 50		A <sub>3</sub> Mala
		I <sub>p</sub> > 50		A <sub>4</sub> Muy mala
B Suelos arenosos y gravas con finos	D < 50 mm  Pasa por 80 μm entre 5 y 35 %	Pasa por 80 μm entre 5 y 12 %	Retenido por 2 mm < 30 %    E A* > 35	B <sub>1</sub> Excelente
			E A < 35	B <sub>2</sub>
		Pasa por 80 μm entre 12 y 35 %	Retenido por 2 mm > 30 %    E A > 25	B <sub>3</sub>
			E A < 25	B <sub>4</sub>
			I <sub>p</sub> < 10	B <sub>5</sub>
			I <sub>p</sub> > 10	B <sub>6</sub>
C Suelos con elementos finos y gruesos	D > 50 mm Pasa por 80 μm > 5 %	Pasa por 80 μm mucho		C <sub>1</sub>
		Pasa por 80 μm poco	D < 250 mm	C <sub>2</sub>
			D > 250 mm	C <sub>3</sub>
D Suelos y rocas  insensibles al agua	Pasa por 80 μm < 5 %	D < 50 mm	Retenido en 2 mm < 30 %	D <sub>1</sub>
			Retenido en 2 mm > 30 %	D <sub>2</sub>
		50 mm < D < 250 mm		D <sub>3</sub>
		D > 250 mm		D <sub>4</sub>
E Rocas Evolutivas	Materiales de estructura fina, frágil, sin arcilla o poco arcillosos. Ejemplo: greda, areniscas finas.		E <sub>1</sub>	
	Materiales de estructura gruesa, frágil, sin arcilla o poco arcillosos. Ejemplo: areniscas gruesas, pudingas.		E <sub>2</sub>	
	Materiales arcillosos evolutivos. Ejemplo: margas, pizarras arcillosas, argilitas.		E <sub>3</sub>	
F	Materiales putrescibles, combustibles, solubles o contaminantes. Ejemplo: tierra vegetal, basuras, turbas, ciertas escombros de minas, suelos salinos y yesosos, ciertas escorias, etc.		F	

\* Equivalente de arena.

base se emplea la de 700 cm<sup>2</sup>.

- b) D = 30 cm y D = 60 cm de la norma alemana DIN 18134 (1975)
- c) D ≈ 76 cm (30 pulgadas) según el método del U.S. Corps of Engineers, empleada fundamentalmente en aeropuertos.

La colocación de la placa sobre la superficie de apoyo exige una precauciones especiales para asegurar un reparto uniforme de la carga. Esta suele aplicarse con un gato hidráulico que actúa contra un camión o remolque de peso superior a la reacción esperada. La presión aplicada se determina mediante un manómetro tarado o un anillo dinámométrico. Para la medida de los

asientos se emplea una viga de referencia y 2 ó 3 comparadores (fig. 11.9).

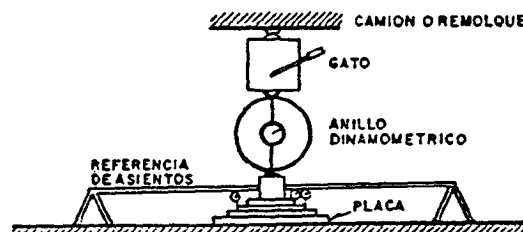


Fig. 11.9.- Dispositivos para el ensayo de carga con placa

El ensayo da directamente el *módulo de balasto*

$$K = \frac{P}{S} \text{ (kp/cm}^2\text{)}$$

El *módulo de deformación* se obtiene utilizando las soluciones teóricas de medios elásticos. Por ejemplo, para placa rígida de diámetro D

$$E = \frac{PD}{S} \frac{(1-\nu^2)\pi}{4}$$

Las Normas Suizas definen directamente un *módulo de compresibilidad*

$$M_E = \frac{\Delta P}{\Delta S} \cdot D$$

para la primera rama de carga y los intervalos siguientes

Capa	Escalones (kp/cm <sup>2</sup> )	Presión final mínima (kp/cm <sup>2</sup> )	Intervalo Δp (kp/cm <sup>2</sup> )	Min. M <sub>E</sub> (kp/cm <sup>2</sup> ) *
Explanada	0,15	2,5	0,5-1,5	150
Subbase	1,0	4,5	1,5-2,5	800
Base	1,0	5,5	2,5-3,5	1000

\* Para placa de 200 cm<sup>2</sup>

La humedad del suelo deberá ser la natural, sin que esté encharcado ni desecado.

En Alemania (norma ZTVE-StB76) se aplica una reducción al 75% de M<sub>E</sub> por la flexibilidad de la placa y se exige valor mínimo del módulo de 450 kp/cm<sup>2</sup> para una explanada sobre la que se disponga una subbase granular, y de 1.200 kp/cm<sup>2</sup> cuando se apoye directamente la base del firme.

En la literatura existen diversas correlaciones entre el índice C.B.R. y los módulos de balasto o de compresibilidad. En la fig. 11.11 se muestra una de ellas.

### 11.2.6 Ripabilidad

Con este término importado del inglés (*ripper* = destripador) se designa la mayor o menor facilidad de excavación de un material por medios mecánicos de arranque y extracción. Un material *no ripable* exige el empleo de explosivos o trituración mecánica.

Lógicamente existe una serie de formaciones (*terrenos de tránsito* o de *ripabilidad marginal*) que

pueden ser o no ripables según la potencia de la máquina empleada. Se adopta arbitrariamente como máquina de referencia una escarificadora de un diente con una potencia de unos 350 C.V. (aproximadamente el D9 de Caterpillar), aunque en los últimos años la potencia de la maquinaria ha aumentado extraordinariamente.

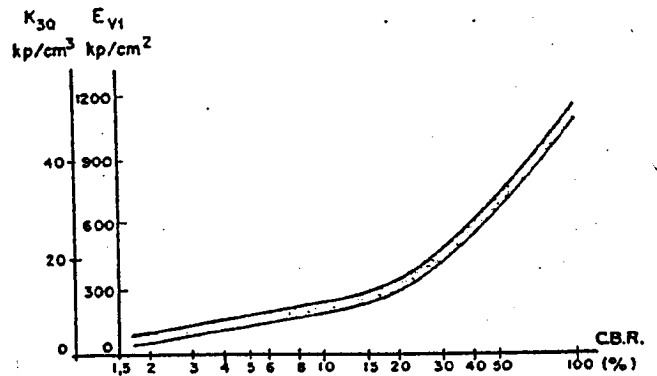


Fig. 11.11.- Relación aproximada entre módulos de deformabilidad y C.B.R.

La evolución errónea en un trazado del volumen de materiales ripables o no ripables puede tener graves repercusiones económicas y ha sido causa frecuente de conflictos entre la Contrata y la Administración. Lógicamente las discusiones se plantean en los terrenos marginales y en aquellos en que el rendimiento de la escarificación es muy bajo.

Pante (1974) ha indicado algunos de estos casos problemáticos como:

- Las rocas con tendencia plástica (margas poco rígidas), en las cuales la escarificación es poco eficaz, el diente provoca un surco sin dislocar un volumen importante de material; la ejecución de pasadas entrecruzadas presenta el inconveniente de convertir la obra en un pequeño caos para las máquinas cargadoras;
- los macizos de rocas friables o alternadas (calizas porosas, areniscas mal cimentadas, rocas eruptivas o metamórficas alteradas, ...); estos materiales pueden disgregarse bajo la actuación de la escarificadora y de las orugas

del tractor. Los límites de escarificación en función del grado de alteración de las rocas son poco conocidos, particularmente cuando la alteración es heterogénea (por ejemplo, la alteración de los granitos en bolas).

- los macizos en rocas duras estratificadas o que presentan una esquistosidad muy marcada. La escarificación es eficaz cuando el diente puede levantar capas que se quiebran a flexión. No se recomienda la ejecución de pasadas paralelas a la dirección de las vetas o al plano de esquistosidad; es preferible escarificar paralelamente al buzamiento y de arriba abajo; en sentido contrario el diente tiende a salirse del suelo;
- los macizos en roca dura fracturada en diaclasas. Las posibilidades de escarificación están relacionadas con el estado de división de los macizos y de la abertura de las distintas discontinuidades que permite al diente encajarse y ejercer su esfuerzo para desorganizar la masa rocosa.

El rendimiento obtenido durante la extracción no es el único criterio a tener en cuenta; es necesario también que el material escarificado esté suficientemente fraccionado para ser cargado, transportado y colocado en un terraplén o pedraplén.

La previsión de la ripabilidad se hace, generalmente, a partir de la velocidad de propagación de ondas longitudinales en el macizo.

Esta característica varía ampliamente: a escala de la roca, en función de la porosidad, de la microfisuración y por consiguiente del estado de alteración, y a escala del macizo, en función del estado de fracturación.

Las velocidades de propagación de las ondas longitudinales se miden in situ por refracción sísmica y se comparan con los límites de escarificación dados por tablas establecidas para rocas de distinta naturaleza y para diferentes potencias de los tractores (fig. 11.12).

Estas tablas constituyen una herramienta de trabajo extremadamente valiosa; no obstante, si se utilizan sin discernimiento, pueden conducir a serios disgustos. La interpretación de las dromocrónicas obtenidas por refracción sísmica de escasa profundidad no siempre es fácil, ya que

- una capa rápida aunque sea de poco espesor, puede ocultar horizontes subyacentes de menor velocidad

- puede que no aparezcan capas de velocidad intermedia.

La velocidad de propagación de las ondas en un macizo rocoso depende, por una parte, de la naturaleza petrográfica, de la estructura del macizo rocoso, es decir, de la dirección, de la frecuencia de discontinuidades. Por ejemplo, una velocidad de 1.800 m/s medida sobre un macizo granítico puede corresponder o bien a un granito sano muy diaclasado y, por lo tanto, escarificable, o bien a un granito de grano grueso alterado pero poco fracturado, prácticamente imposible de escarificar. Por otra parte, la velocidad de propagación de las ondas en una capa es a menudo anisótropa; parece ser que se obtiene una mejor aplicación de las tablas de ripabilidad tomando la velocidad de propagación de las ondas paralela a la dirección de las pasadas de la escarificadora.

Para salvar la incertidumbre de las velocidades sísmicas se ha recurrido a otros índices correlacionables con las mismas como el R.Q.D. (ver cap.2). En la fig. 9.14 se muestra una correlación típica.

En obras importantes puede estar indicado realizar pruebas de excavación con maquinaria convencional.

También tiene bastante utilidad la diagráfia microsísmica en sondeo (fig. 11.13).

### 11.2.7 Zonas problemáticas

Cuando el trazado atraviesa *zonas problemáticas* el estudio geotécnico debe orientarse específicamente al tratamiento de tales zonas, sin que puedan darse reglas generales y requiriendo generalmente el apoyo de especialistas.

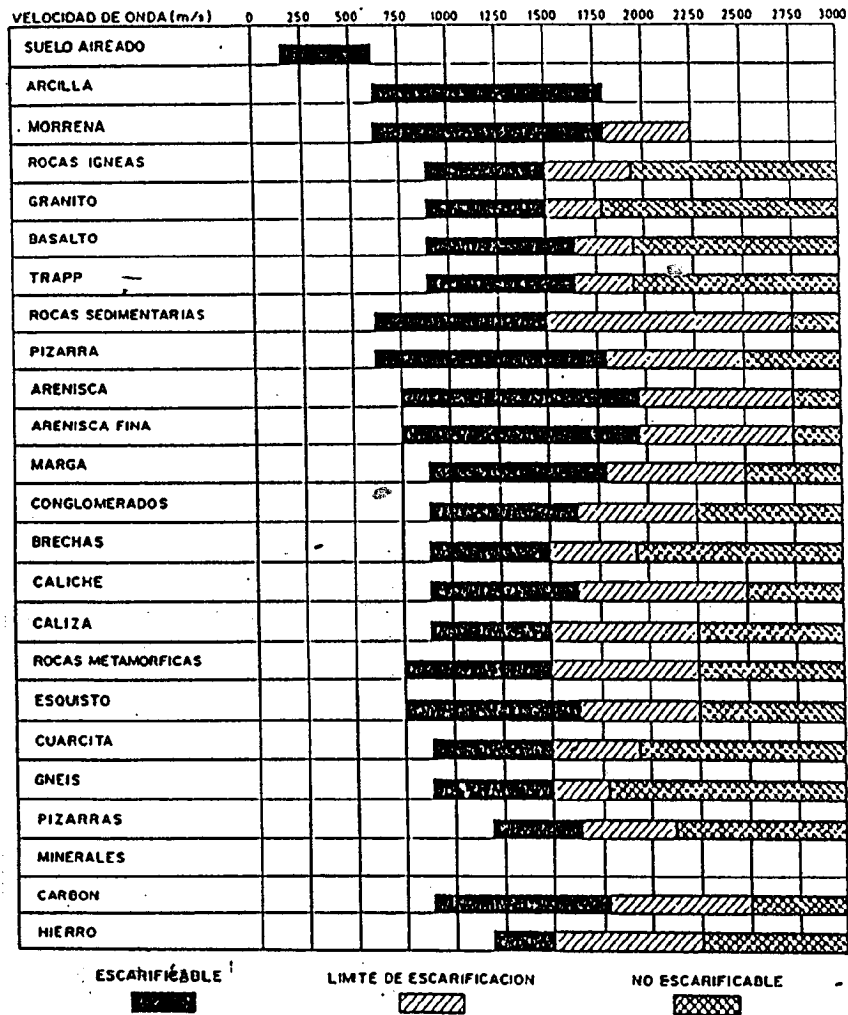
Pueden citarse como casos típicos:

- El cruce de estuarios o rías con potentes depósitos de suelos blandos.
- Los rellenos artificiales, vertederos, escombreras, etc.
- Las zonas karstificadas de tipo calizo o yesífero
- Los materiales expansivos
- Las áreas inestables, reptaciones o flujos.

#### a) Terraplenes sobre suelos blandos

Es el caso de depósitos arcillo limosos blandos y saturados como los que se encuentran en estuarios, meandros abandonados, aluviales finos, etc. Plantan problemas de rotura bajo una cierta altura de terraplén (fig. 11.14), así como de asientos importantes, tanto más lentos cuanto más fino es el suelo y mayor la





ESCALA VALIDA PARA UN TRACTOR DE 320 C.V. CON UN ESCARIFICADOR HIDRAULICO DE UN SOLO DIENTE (SEGUN "GEOPHISICAL SPECIALITIES COMPANY")

Fig. 11.12.- Ripabilidad de distintas rocas en función de su velocidad sísmica

potencia del depósito.

En estos casos la prospección debe ser muy detallada, para determinar tanto la estratigrafía como la resistencia al corte sin drenaje ( $c_u$ ) y la compresibilidad del terreno (parámetros  $C_c$ ,  $e_0$ ,  $C_v$ ,  $k$ ). Suele ser típica la ejecución de al menos un sondeo cada 30-50 m de trazado, eventualmente alternando con ensayos penetrométricos estáticos, molinetes, presiómetros, etc.

En muchos casos suele ser una buena solución construir terraplenes de ensayo a escala natural, midiendo sus deformaciones y las presiones intersticiales inducidas en el cimientto. Es usual en una fase final recrecerlos hasta rotura.

La estabilidad de estos terraplenes se estudia por métodos convencionales, tanteando superficies de rotura circulares.

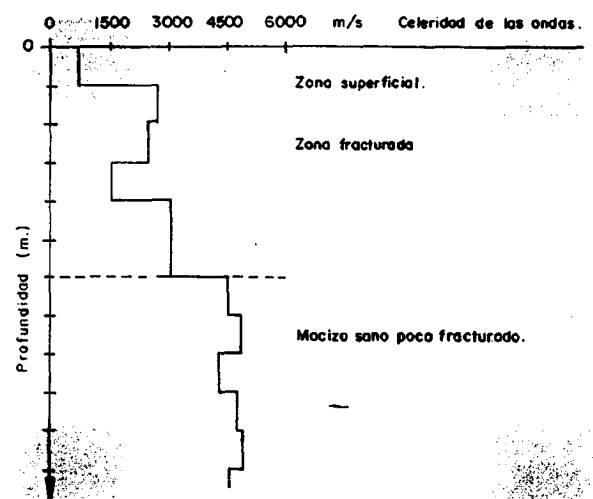


Fig. 11.13.- Diagrama microsísmica de un sondeo: representación gráfica del valor medio, metro a metro, de la celeridad de las ondas en la pared del sondeo

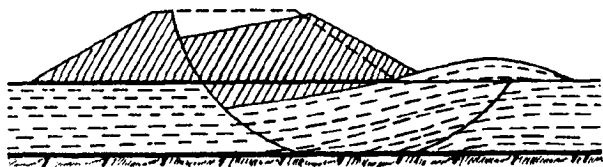


Fig. 11.4.- Rotura de un terraplén sobre suelo blando

Un límite inferior de la altura alcanzable es

$$H = \frac{5,14 c_u}{\gamma F}$$

siendo  $\gamma$  el peso específico aparente del terraplén (2-2,1 t/m<sup>3</sup>),  $F$  el coeficiente de seguridad y  $c_u$  la resistencia al corte sin drenaje del terreno arcilloso (generalmente creciente con la profundidad y del orden del 25% de la tensión vertical efectiva).

En general se aconseja  $F \geq 1,5$  para evitar deformaciones importantes del cimiento blando, rotura progresiva, etc.

El coeficiente de seguridad puede mejorarse:

- Tendiendo el talud por debajo de 25°
- Colocando una berma al pie de ancho no inferior a 1,5 veces la altura del terraplén.
- Mejorando la resistencia del terreno blando por ejemplo mediante compactación dinámica, columnas de grava o de suelo mezclado con cal, etc.
- Reforzando la base del terraplén con geotextiles.
- Substituyendo parcialmente el terreno blando.

Frecuentemente el problema principal es la lentitud de los asentos, por lo que suelen colocarse drenes de arena o mechas de plástico (fig. 11.15) combinadas con una construcción escalonada de forma que se aceleren los asentos y se aproveche la ganancia progresiva de resistencia.

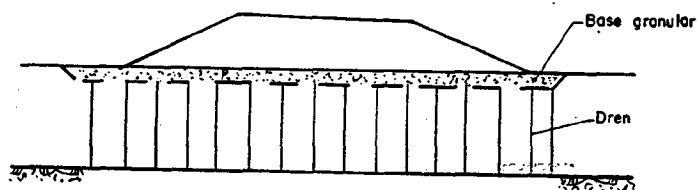


Fig. 11.15.- Disposición de drenes para consolidar el cimiento de un terraplén

#### b) Rellenos artificiales

Las condiciones de capacidad portante y deformabilidad de los rellenos varían mucho según la naturaleza de los mismos.

Las escombreras de naturaleza granular, como la mayoría de las mineras, son asimilables a algunos depósitos naturales de compacidad media, sobre todo si son antiguas (> 20 años). Suele ser suficiente con excavar la parte superior, más floja y alterada, en 1-2 m, substituyéndola por material de aportación o los mismos escombros debidamente compactados por tongadas. Es conveniente colocar una explanada mejorada de espesor no inferior a 0,40 m. Los asentos postconstructivos pueden estimarse en torno al 1%.

Más peligrosos son los rellenos de naturaleza arcillosa, los que incluyen escombros de demolición y sobre todo los basureros o depósitos con abundante materia orgánica degradable. Los asentos pueden superar fácilmente el 3% de espesor del relleno y producirse a lo largo de bastantes años.

Debe evitarse la construcción sobre estos rellenos, pudiendo recurrirse a soluciones alternativas

como:

- La excavación y sustitución cuando el espesor es moderado y no se alcanza el nivel freático.
- La consolidación de los rellenos mediante compactación dinámica (golpeo con grandes masas M, cayendo de gran altura H, de forma que  $MH = D^2$ , siendo D el espesor de rellenos a tratar)
- El refuerzo parcial y reducción de la compresibilidad del relleno mediante columnas o pilotes de grava, jet-grouting, etc.

Menos atractiva, debido al elevado coste, es la inyección de los rellenos con lechadas de bentonita-cemento o diversos morteros.

### c) Zonas karstificadas

En principio debe evitarse el trazado de vías de comunicación sobre karst activos. Cuando ello sea inevitable debe hacerse mediante fotointerpretación, geofísica o incluso sondeos regularmente espaciados. La compactación dinámica puede manifestar y hacer colapsar las cavidades más próximas a la superficie.

El tratamiento más frecuente consiste en rellenar con material granular, eventualmente con apoyo de vibración, las cavidades o dolinas accesibles, sellándolas superiormente para evitar la infiltración. La inyección suele ser costosa y poco eficaz.

También es usual armar la base de los terraplenes mediante mallazos, geotextiles o incluso losas de hormigón para puentear los hundimientos que puedan formarse. No es conveniente utilizar como explanada el terreno karstificado, debiendo siempre superponerse un terraplén de altura no inferior a 1 m (fig. 11.16).

En algunos casos caben actuaciones de tipo hidrogeológico como colocar barreras al flujo subterráneo.

En general el karst yesífero es más peligroso que el calizo debido a la mayor rigidez de disolución y la menor resistencia de la roca matriz.

### d) Terrenos expansivos

Ya se ha comentado en el Cap. 11.3 la naturaleza y problemática general de estos terrenos.

En el caso de las carreteras en terraplén se produce un sellado de la superficie del terreno original impidiéndose la infiltración de lluvia o la evaporación de humedad. Ello conduce a una redistribución de humedad en la denominada "zona activa" del terreno o capa superior del mismo (espesor habitual 3 a 6 m) afectada por variaciones estacionales de humedad. Los efectos dependen mucho del estado original del terreno al colocar el firme, pudiendo producirse hinchamientos o reducciones de volumen.

El principal problema se plantea en los bordes de la calzada, por donde es más fácil el intercambio de humedad con la atmósfera, produciéndose fuertes gradientes de deformación que conducen a la formación de grietas longitudinales a distancias del borde entre 1 y 2 m. También son zonas conflictivas las obras de drenaje que pueden hacer pasar agua al terreno.

En los desmontes el problema se reduce en parte si la excavación alcanza la zona de equilibrio de humedad y no se permite la formación de una nueva zona activa. Sin embargo pueden producirse hinchamientos por la descarga experimentada por el terreno.

En muchos casos los problemas se derivan del empleo de materiales expansivos en los terraplenes, lo cual debe evitarse, ya que el extendido y compactación hacen que estos materiales desarrollen cambios de volumen más importantes que en estado inalterado.

Respecto al proyecto de firmes en estos terrenos, deben tenerse en cuenta las consideraciones siguientes:

- El espesor total del firme no debe ser inferior a unos 60 cm incluyendo una capa anticontaminante en la subbase. Con ello se consigue disponer de una sobrecarga que contrarresta parcialmente las presiones de hinchamiento del cimientto.
- El C.B.R. de los suelos expansivos suele ser muy bajo (< 3) por lo que es necesario disponer una explanada mejorada. Sin embargo, es muy posible que con un firme suficientemente impermeable no se alcancen nunca las condiciones de saturación introducidas en el ensayo.
- Es una buena práctica substituir la capa superior del terreno por un material inerte de

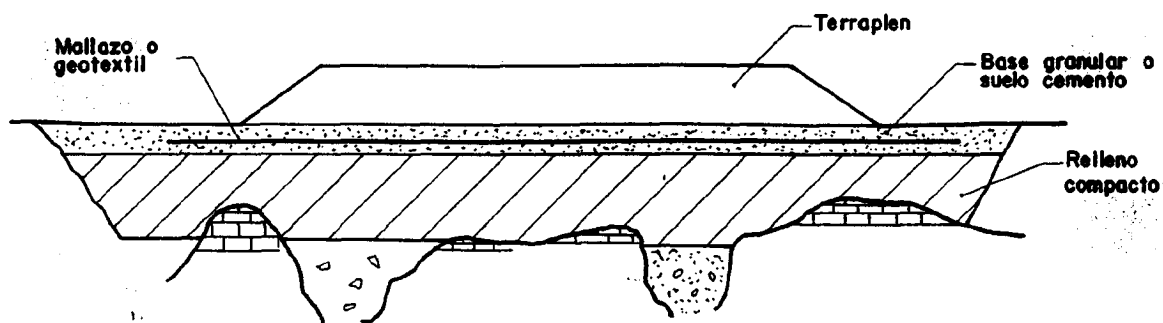


Fig. 11.16.- Carretera sobre terreno karstificado

aportación o el mismo material arcilloso estabilizado con cal. El espesor a substituir varía habitualmente entre 0,60 y 1,20 m, según la expansividad del terreno. En las estabilizaciones se suelen tratar 0,15 a 0,30 m.

Es muy conveniente que el firme sea impermeable, debiendo extenderse la impermeabilización a los arcenes y cunetas (fig. 11.17). En algunos casos se coloca una lámina impermeable sobre la explanada para homogeneizar la humedad en el terreno (fig. 11.18). Estas láminas no están indicadas sobre plataformas inclinadas debido a que su bajo rozamiento puede dar lugar a deslizamientos transversales.

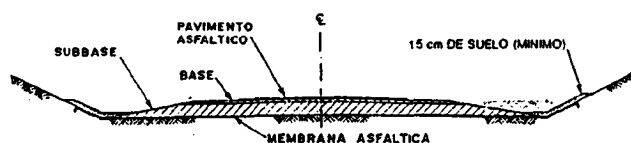


Fig. 11.18.- Impermeabilización de la explanada con membrana asfáltica (197)

Existen otras muchas soluciones (inundación previa, inyección de cal, encapsulado de la capa superior del terreno, pantallas laterales, etc.) pero son de puesta en obra definida y su eficacia no siempre está garantizada.

#### e) Zonas inestables

Cuando el trazado debe atravesar deslizamientos activos es necesario proceder previamente a su estabilización procurando que las obras de tierra no agraven la situación con excavaciones o cargas perjudiciales.

No entraremos en el caso, mucho más frecuente, en que la obras de la carretera activan zonas potencialmente inestables.

Los métodos de estabilización se detallan en numerosos tratados y comprenden modificaciones de geometría, drenaje, estructuras de contención, etc. (fig. 11.19).

Cuando el peso del terraplén puede afectar desfavorablemente a la estabilidad suelen adoptarse

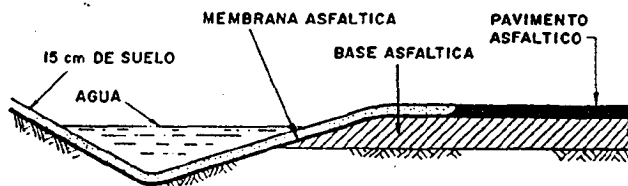


Fig. 11.17.- Impermeabilización con base asfáltica y membrana hasta la cunetas (197)

soluciones en viaducto. Si ello requiere disponer pilas en la masa inestable y ésta es suficientemente plástica, puede dar buen resultado proteger las pilas con una barrera de perfil adecuado que permita el desplazamiento del terreno (fig. 11.20).

Fig. 11.19.-

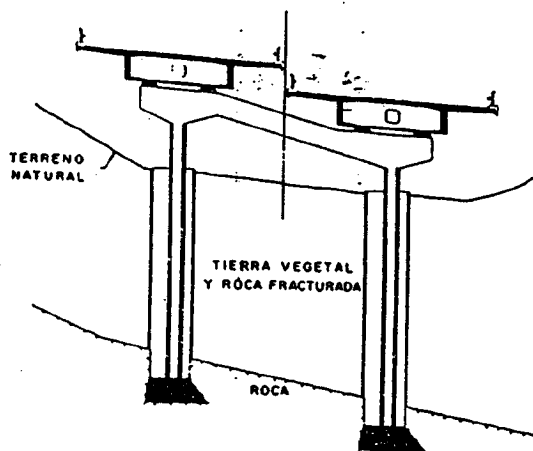


Fig. 11.20.- Pozos de protección de los pilares contra recubrimientos en la Autopista de Leman

### 11.2.8 Estudios de materiales

Tiene dos facetas fundamentales:

- Utilización como préstamo de los materiales de excavación
- Canteras y yacimientos aprovechables

#### a) Criterios de calidad

Para juzgar la idoneidad de un determinado material es necesario comparar determinadas propiedades del mismo con unos valores específicos o *criterios de calidad* que suelen encontrarse en la normativa oficial de cada país o, en su defecto, en el Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares de la obra. A veces este Pliego se elabora sin tener en cuenta los materiales disponibles en la traza, lo cual tiene posteriormente grandes repercusiones económicas.

En España se sigue el denominado PG-3 ó "Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares para Obras de Carreteras y Puentes" (M.O.P.U., 1975), actualmente en revisión.

#### b) Utilización de materiales procedentes de excavación

Debe partirse de la zonificación geológica del trazado, realizando algunas catas para toma de muestras o utilizando las abiertas para el resto del estudio. Los ensayos usuales son

Límites de Atterberg  
Granulometría  
Proctor - C.B.R.

Y eventualmente la determinación de componentes secundarios (materia orgánica, sulfatos, etc). El ensayo Proctor requiere bastante muestra (> 50 Kg) por lo que las catas son obligadas. Generalmente basta con el Proctor Normal aunque algunas Administraciones exigen el Modificado.

Salvo en formaciones de gran variabilidad no se requieren más de 2 catas y series de ensayos para caracterizar cada tipo diferente de terreno. Lógicamente las catas deben ubicarse donde se prevean mayores excavaciones.

Es importante realizar con rigor estos estudios ya que pueden tener grandes repercusiones en la valoración del movimiento de tierras. En particular debe evaluarse con bastante precisión el espesor de tierra

vegetal a eliminar o acopiar par otros usos. Así mismo debe prestarse especial atención a las formaciones mixtas que engloban tramos o capas del material adecuado alternantes con otras inadecuadas.

En el caso de materiales pétreos utilizables en pedraplenes los ensayos de calidad son:

- Resistencia a compresión
- Ensayo Los Angeles
- Resistencia a la acción del sulfato magnésico
- Durabilidad por desintegración u otros análogos

Las especificaciones de calidad del vigente PG-3/75 son, para áridos gruesos a emplear en mezclas asfálticas:

	<u>C.base</u>	<u>C.rodadura</u>
- Los Angeles (NLT 149/72)	< 30	< 25
- Coef. Pulim. acelerado (NLT-174/72 y NLT-175/73)	< 0,45 (T.pesado)	< 0,40 (T.ligero)
- Índice de lajosidad (Fracción $\mu$ < 25 mm)	< 35 (T.ligero)	< 30 (T.pesado)
- Adhesividad (NLT-166/75)	> 95%	

Se observa que las exigencias para capas de rodadura son muy estrictas y las cumplen muy pocas rocas (ofitas y pórfidos principalmente; las cuarcitas plantean problemas de adhesividad).

Salinas y Ubach (1977) han estudiado las propiedades de numerosas rocas españolas respecto a su empleo en carreteras.

### c) Canteras y yacimientos

Frecuentemente las tierras procedentes de las excavaciones no son suficientes para los rellenos previstos o no tienen la calidad suficiente para determinadas capas del firme o su cimientto. Se recurre entonces a *préstamos* de otros lugares, generalmente yacimientos granulares. Cuando se trata de áridos de machaqueo para capas aglomeradas con ligantes, balasto, etc. se toman de las canteras próximas.

Es conveniente partir de las explotaciones ya existentes en la zona, tal como están recogidas en

- los Mapas de Rocas Industriales (I.G.M.E)
- los Estudios Previos de Terrenos (M.O.P.U)
- las fichas de los Servicios de Materiales de las Jefaturas de Carreteras (no siempre accesibles)
- las Jefaturas de Minas, etc.

En bastantes casos, sin embargo, es necesario hacer un estudio específico en las proximidades del trazado explorado posibles masas canterables o yacimientos granulares. Si no existe compensación de tierras suficiente el estudio deberá ampliarse a posibles préstamos.

Debe tenerse en cuenta que, salvo en obras muy importantes, es preferible transportar los materiales, incluso desde grandes distancias (20-50 km) que abrir nuevos frentes de cantera.

Con frecuencia las canteras en explotación no disponen de datos suficientes sobre la calidad de los materiales, por lo que deben realizarse los oportunos ensayos (lo cual exige un volumen importante de piedra en rama):

Desgaste de Los Angeles  
Adhesividad a los ligantes  
Peso específico  
Absorción  
Pulimento acelerado  
Resistencia a la acción del sulfato  
Friabilidad, etc.

Lógicamente son distintos ensayos para el empleo de hormigones hidráulicos o en aglomerados asfálticos para las distintas capas del firme.

### 11.3. FERROCARRILES

Los trazados de ferrocarril son mucho más rígidos que los de carreteras en razón de las limitaciones de pendientes (máxima entre 1,25 y 3%). Por otra parte existen diferencias apreciables respecto a las carreteras en lo referente a las solicitaciones impuestas a las explanadas y a la tolerancia de deformaciones, sobre todo en los ferrocarriles de alta velocidad.

Aunque en líneas generales existen grandes similitudes entre los estudios geológico-geotécnicos de carreteras y ferrocarriles, en este último caso la presentación de la información tiene características propias, últimamente reglamentadas por la UIC (*Unión Internationale des Chemins de Fer*) y en particular por el Código 719-R.

Así por ejemplo se utiliza la clasificación de explanadas naturales de la Tabla 11.12.

En los diseños usuales las traviesas van apoyadas sobre

- Una capa de balasto
  - Una capa de grava compactada (sub-balasto).
- El espesor de ambas capas varía entre 0,40 y

Tabla 11.12.- Clasificación de las explanadas naturales para ferrocarriles (según UIC-719R)

TIPO DE TERRENO	CLASE
Suelos orgánicos blandos Suelos con más del 15% de finos <sup>(1)</sup> esponjosos, saturados y difícilmente compactables Suelos tixotrópicos Materiales solubles (conteniendo sales o yeso) Residuos o rellenos industriales Suelos mixtos orgánico-minerales	QS0
Suelos con más del 40% de finos Rocas muy evolutivas como - Cretas con densidad < 1,7 t/m <sup>3</sup> - Margas - Esquistos alterados	QS1
Suelos con un 15 a 40% de finos Rocas evolutivas como pizarras o esquistos Rocas blandas (Los Angeles > 33)	QS1 <sup>(2)</sup>
Suelos con un 5 a 15% de finos Suelos uniformes con menos del 5% de finos Rocas de dureza media (33 ≥ Los Angeles > 30)	QS2 <sup>(2)</sup>
Suelos con menos del 5% de finos Rocas duras (Los Angeles ≤ 30)	QS3

- (1) Los análisis granulométricos corresponden al material inferior a 60 mm  
(2) Puede pasarse a la clase superior si está comprobado que las condiciones hidrogeológicas e hidrológicas son buenas.

Tabla 11.13.- Espesores de explanada mejorada

Clase de terreno	Calidad deseada de plataforma	Explanada mejorada	
		Material	Espesor mínimo (m)
QS1	P1	QS1	-
	P2	Suelo fino estabilizado	0,30
	P2	QS2	0,55
	P2	QS3	0,40
	P3	QS3	0,60
QS2	P2	QS2	-
	P3	QS3	0,40

0,80 m según las cargas y la intensidad del tráfico.

- Una capa de cimentación (base) de  $e \geq 0,15$  m si la plataforma es de calidad media (P2) ó baja (P1).
- Una capa anticontaminante es de  $\geq 0,15$  m si la plataforma es de baja calidad (P1).

Los terrenos de clase QS3 dan lugar a plataformas o explanadas de buena calidad (P3). Con terrenos peores es necesario colocar una explanada mejorada si se quieren alcanzar las calidades P2 ó P3. Los espesores a colocar se indican en la Tabla 11.13.

En general se presta mucha atención al drenaje de la plataforma y a la influencia sobre la misma de las condiciones hidrogeológicas. Puede considerarse que éstas son favorables cuando el nivel freático no llega a ascender a menos de 1,50 m de la rasante del carril. Las peores condiciones se producen cuando el ascenso es mayor y el agua no tiene posibilidad de drenaje. Estas situaciones deben considerarse en el dimensionamiento siendo necesario en muchos casos colocar explanadas mejoradas. En condiciones climáticas rigurosas y terrenos limosos debe prestarse especial atención a los efectos de la helada.

#### 11.4. AEROPUERTOS

Las principales diferencias con las carreteras provienen de las grandes cargas aplicadas por los aviones que pueden llegar a las 20 t por rueda ó a 70 t en un bogie de 4 ruedas.

Para las pistas se utilizan tanto firmes rígidos (losa de hormigón de 30 a 50 cm de espesor sobre base granular) como flexibles (pavimento asfáltico sobre varias capas bituminosas o granulares).

Para el dimensionamiento de los firmes rígidos se utiliza la teoría de Westergaard para losas sobre apoyo elástico caracterizando el terreno por un coeficiente de balasto  $k$  determinado habitualmente con una placa de 75 cm de diámetro.

Para los firmes flexibles se utiliza el método del CBR al igual que en las carreteras.

Normalmente se consideran las cuatro categorías de explanada que se indican en la Tabla 11.14.

Habitualmente el CBR se obtiene en laboratorio pero son preferibles las determinaciones in situ. En el caso de suelos cohesivos debe procurarse que las condiciones de humedad se aproximen a las que alcanzará la explanada a largo plazo bajo el pavimento

construido (grado de saturación superior al 90%)

Tabla 11.14.- Categorías de explanada

Resistencia	$k(Kp/cm^2)$	C.B.R.
Alta	> 12	> 13
Media	6 - 12	8 - 13
Baja	2,56 - 6	4 - 8
Muy Baja	< 2,5	< 4

En general la gran extensión pavimentada de los aeropuertos da lugar a la homogeneización de la humedad en el terreno y a su estabilización, lo cual resulta muy favorable en el caso de terrenos susceptibles de cambios de volumen (expansivos).

La amplitud de las pistas plantea, sin embargo, problemas importantes de drenaje, alcanzándose con las pendientes habituales grandes profundidades. El drenaje puede verse impedido por niveles freáticos altos, los cuales pueden llegar a afectar a la capacidad portante de los afirmados.

#### 11.5. BIBLIOGRAFIA

BERTON, Y., LEBERRE, P. (1983): "Guide de prospection des matériaux de carrière". BRGM, Manuels et Methodes n° 5. 160 p.

PANET, M. (1974): "Las excavaciones rocosas en obras de carreteras y autopistas". La Technique Routière, vol XIX, n° 1. P. 1-23. Traducido en Bol. Inf. Lab. Transp. n° 106, Nov.-Dic. 1974, p.31 a 43.

RODRIGUEZ ORTIZ, J.M. (1986): "Estudios geotécnicos. Reconocimientos". Curso de Carreteras para Postgraduados. Fund. Ag. Bethencourt, Madrid.

M.O.P.U. (1989): "Terraplenes y Pedraplenes". Public. n° 33 de Tecnología-Carreteras. 222 p.

UIC (1982): Code 719-R "Ouvrages en terre et couches d'assise ferroviaires".

KRAEMER, C. (1985): "Explanaciones". E.T.S. Ingenieros de Caminos, Madrid.

OACI (1983): "Manual de proyecto de aerodromos. Parte 3. Pavimentos". 2ª Ed. 348 p.



## CAPITULO 12

### OBRAS HIDRAULICAS

#### 12.1. CONCEPTOS BASICOS

##### 12.1.1 Definición de los tipos de presa

En este capítulo se trata de los aspectos de ingeniería geológica relacionados con las obras hidráulicas y dentro de estas, y de forma muy especial, las presas.

No entramos en los aspectos de diseño estructural o hidráulico, que son objeto de tratados especializados, sino únicamente en aquellos temas relacionados con el terreno de implantación y el entorno geológico o hidrogeológico.

Como es sabido, las presas son estructuras para retención de agua con diversas finalidades, en ocasiones almacenan agua para suministro urbano o industrial, regadíos, etc.; en otras sirven para la producción de energía eléctrica y por último, dentro de los grandes usos a que se pueden destinar, se encuentran las presas destinadas a regulación de avenidas y a prevención de los daños producidos por las mismas. No es extraño, por otra parte, que en algunos casos coexistan varias de estas funciones en una misma presa, hablándose en estos casos de presas de uso múltiple.

En la actualidad la mayoría de las presas se construyen de hormigón o de materiales sueltos, habiéndose olvidado la práctica de construcción con ladrillos o mampuestos.

De entre las construidas con hormigón, por métodos tradicionales, conviene distinguir:

- Presas de gravedad (rectas o en arco)
- Presas en arco (curvatura en horizontal)
- Presas bóveda (doble curvatura)

Conviene aclarar que no se pretende efectuar una clasificación exhaustiva de las tipologías de presa, sino simplemente dividir las en función de aquellos aspectos que puedan ser de interés desde un punto de vista geológico.

##### a.- Presas de gravedad

Las presas de gravedad se llaman así porque soportan el empuje del agua a base del rozamiento que les proporciona su propio peso, transmitiendo los esfuerzos al terreno principal por su base. Son presas que trabajan por tanto en función de la gravedad y de ahí su nombre.

Su sección típica es la trapezoidal y en la figura 12.1 se puede ver una sección tipo de diseño de una de estas estructuras.

Tradicionalmente se han construido con hormigón en masa, si bien actualmente se están construyendo presas mediante una nueva técnica, la del hormigón seco compactado, (*roller compacted concrete*), con algunas características comunes con las presas de tierra o materiales sueltos.

Normalmente las presas de gravedad tienen una planta recta o ligeramente curvada y encuentran su mejor utilización en valles abiertos con ladera relativamente inclinadas, siempre que se disponga de un cimiento competente.

Las presas de gravedad pueden evolucionar su diseño hacia presas de gravedad aligeradas y, en última instancia, de contrafuertes.

Desde el punto de vista de este Manual tienen una consideración similar a las ya señaladas, aunque las de contrafuertes requieren un cimiento aún más competente ya que concentran más las cargas que las clásicas de gravedad, al ser los contrafuertes y por consiguiente la cimentación, relativamente estrechos.

En la figura adjunta nº 12.2 se puede ver un esquema tipo de estas presas.

##### b.- Presas bóveda

El otro gran grupo de presas de hormigón lo constituyen las presas de bóveda. En estas, su estructura se asemeja a una gran "cáscara" colocada

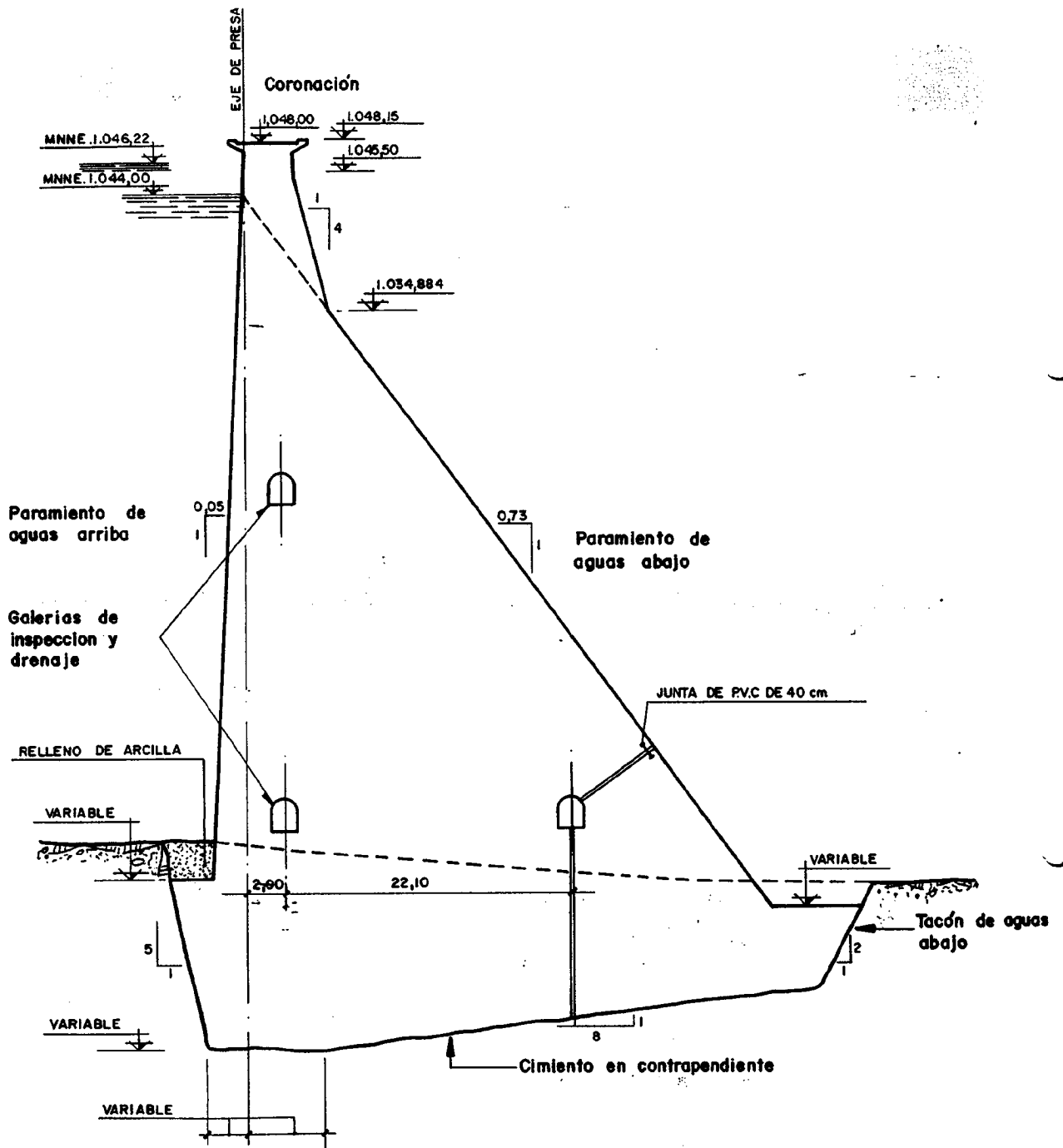


Fig. 12.1.- Sección tipo de presa de gravedad. Presa de Omaña. León.

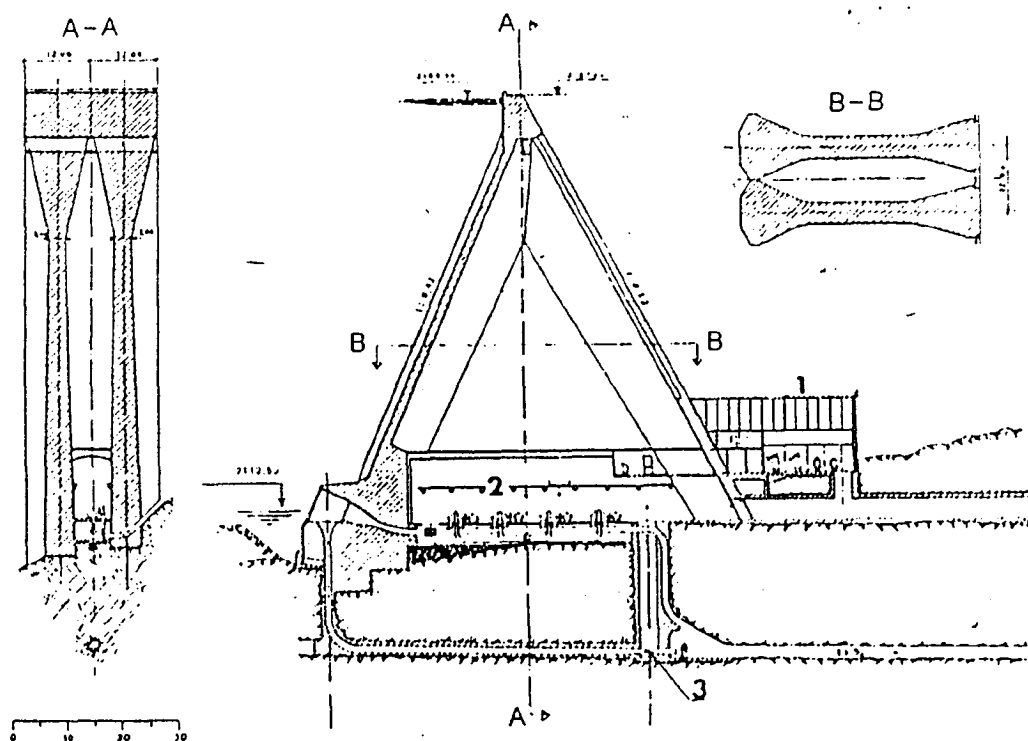


Fig. 12.2.- Esquema de presa de contrafuertes.

con la curvatura hacia aguas arriba. Los esfuerzos del empuje de agua se transmiten al terreno situado en el fondo del valle y a las laderas del mismo, colaborando de forma fundamental para dar estabilidad a la presa la capacidad de soporte del terreno en los estribos o laderas.

Estructuralmente tienen un comportamiento más complejo que las presas de gravedad, viéndose afectadas de forma importante por los gradientes térmicos entre el paramento de aguas arriba y el de aguas abajo, por asentamientos diferenciales de su cimiento, etc.

En la figura adjunta nº 12.3 se puede ver un esquema o sección típica de esta tipología de presa, correspondiente a la presa de Beznar (Granada).

Este tipo de presas encuentran su mejor adecuación en valles estrechos de fuertes pendientes en sus laderas, siempre y cuando que los terrenos de apoyo sean macizos rocosos competentes que garanticen una deformación mínima frente a los elevados esfuerzos a que se pueden ver sometidos. También es conveniente que el perfil de la cerrada sea lo más simétrico posible.

Conviene saber que en este tipo de presas se habla de "dovelas", entendiéndose por tales aquellas porciones de la presa comprendidas entre secciones paralelas, y de "arcos", que son las porciones de presa comprendidas entre planos paralelos y horizontales.

Cuando estas presas transmiten su carga de forma análoga entre los estribos y el cimiento se les suele denominar de arco - gravedad.

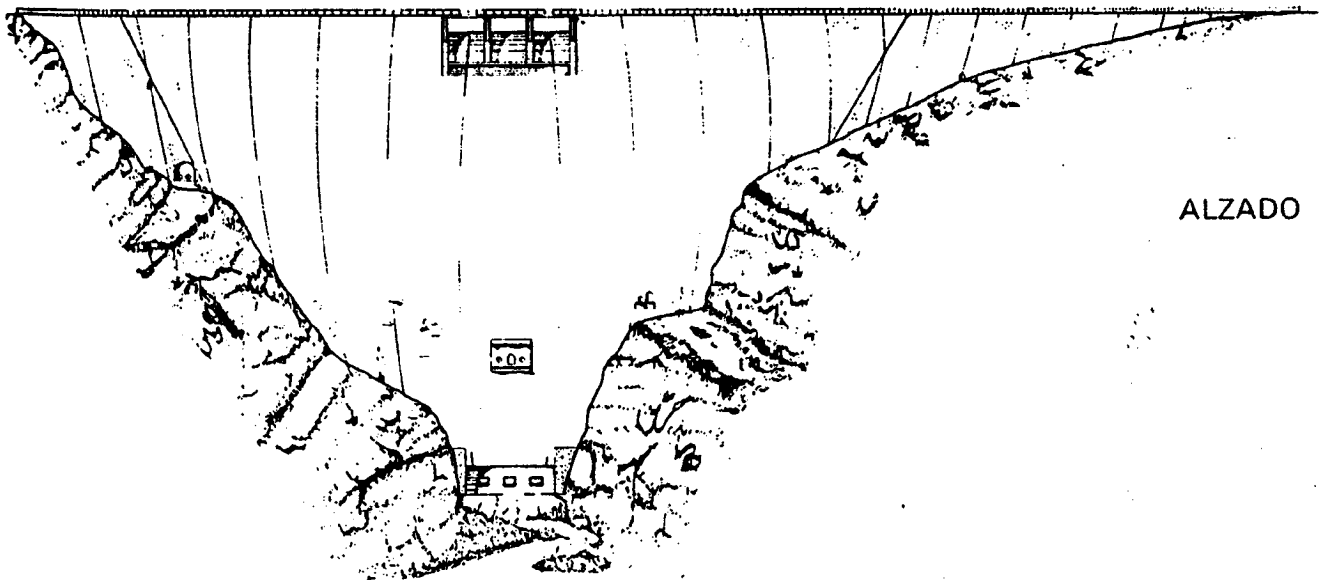
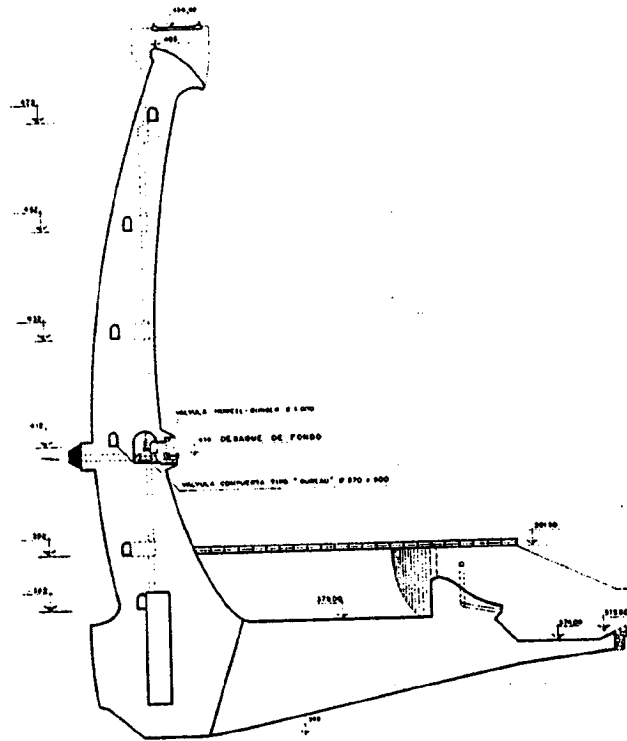


Fig. 12.3.- Alzado y sección tipo de presa bóveda.  
Presa de Beznar. Granada

### c.- Presas de materiales sueltos

Están constituidas mediante la acumulación de materiales terrígenos o rocosos en forma de terraplén trapezoidal transversal al cauce.

La impermeabilidad queda asegurada mediante la construcción de un núcleo impermeable constituido por materiales de procedencia arcillosa que quedan inmersos dentro del conjunto de la presa. Tales materiales constituyen lo que se denomina *núcleo* de la presa, y los que lo limitan se denominan habitualmente *espaldones*.

En ocasiones estas presas se pueden construir con materiales de tipo "todo uno" con una construcción homogénea, siempre y cuando que puedan garantizar tanto la impermeabilidad como la estabilidad del conjunto de la presa.

No se proporciona más información sobre esta tipología ya que por su importancia se dedica un capítulo completo a la misma.

Únicamente cabe mencionar a modo de introducción que al tener taludes más tendidos que las presas de gravedad construidas con hormigón, transmiten una menor carga a igualdad de altura que estas, por lo que pueden ser adecuadas en emplazamientos con cimientos de peor calidad que los que requerirían otro tipo de presas. Así, pueden ser

admisibles condiciones de cimentación tan variadas como depósitos cuaternarios, formaciones rocosas débiles o substratos de roca de gran calidad. A este hecho contribuye la mejor acomodación de este tipo de presa a asentamientos o deformaciones inducidas en el cimiento, siempre dentro de ciertos límites.

En la figura 12.4 se puede ver la sección de la presa de Ribera de Gata (Cáceres), presa de materiales sueltos con núcleo impermeable de arcilla.

#### 12.1.2 Acciones sobre las presas

Las presas pueden verse sometidas a sollicitaciones de diverso origen, naturaleza y efectos sobre las mismas.

Sin pretender ser exhaustivo en el tratamiento de cada una de ellas, una relación de las causas que pueden originar esfuerzos sobre la presa o su cimiento es la siguiente:

- La gravedad
- El empuje del agua
- Los empujes de fangos o sedimentos
- Las subpresiones
- La sismicidad
- El oleaje
- Los empujes del hielo
- Impactos de naturaleza variada
- Los cambios de temperatura

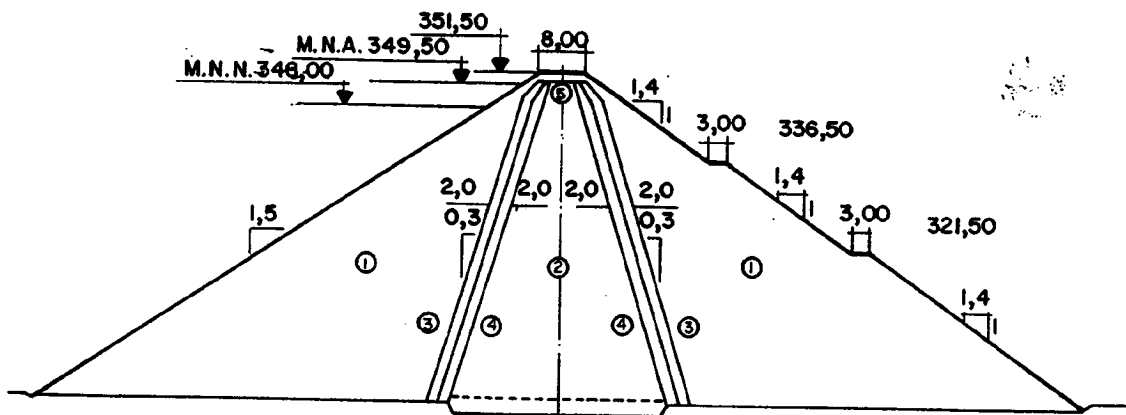


Fig. 12.4.- Sección tipo de presa de materiales sueltos.  
Presa de Ribera de Gata, (Cáceres).

De ellas algunas son de naturaleza permanente y otras eventuales o transitorias.

La *gravedad* es de naturaleza permanente y su mayor efecto es el del peso propio de la estructura sobre el cimiento. En una presa de gravedad, de una altura de por ejemplo 100 m es esperable que, como orden de magnitud, se den presiones sobre el cimiento de aproximadamente  $250 \text{ t/m}^2$  solo debido al peso propio.

El *agua* ejerce un empuje prácticamente horizontal sobre el paramento de aguas arriba. Es de gran magnitud y prácticamente es la mayor de las fuerzas desestabilizadoras que actúan sobre la presa. Como orden de magnitud, en la presa anteriormente citada, el empuje en una rebanada vertical de 1 m de anchura sería de aproximadamente 5.000 t. Este empuje se vería aumentado cuando en el caso de un vertido sobre coronación aumentase la altura de lámina de agua.

Los *empujes de fangos* son de naturaleza análoga a los del agua y son debidos al peso de los sedimentos acumulados sobre el fondo del embalse. La diferencia se encuentra en que la densidad del agua con fangos es superior a la del agua limpia y que por tanto los empujes son mayores. No obstante, con el tiempo y los aportes sucesivos los sedimentos, se van consolidando y adquiriendo una cierta cohesión que reduce los empujes.

Las *subpresiones* se originan en la base de la presa por la naturaleza hidrostática de los empujes del agua. Son de gran importancia para la estabilidad y se volverá sobre ellas más adelante.

La *sismicidad* origina esfuerzos dinámicos que someten la presa y todo el entorno de la misma a vibraciones que modifican el equilibrio de las fuerzas estáticas que en el momento del terremoto actúan sobre la presa.

El *oleaje* es asimismo de naturaleza dinámica si bien de distinta frecuencia y magnitud que la sismicidad. En ocasiones puede ser una carga instantánea como es el caso de una sobreelevación por el oleaje originado por la caída de alguna masa importante de terreno al propio vaso (Caso de la presa de Vaiont. Italia).

El *hielo* origina asimismo esfuerzos horizontales sobre el paramento de aguas arriba de la presa, debido al aumento del volumen de la costra superficial que se

hiela en épocas frías.

Los *impactos* corresponderían a cargas instantáneas de naturaleza variada, accidentes, bombardeos, etc. difíciles de tener en cuenta pero que se producen en la realidad. En 1987, en la presa de Contreras (Valencia), cayó desde la carretera que discurre por coronación, una grúa de orugas que iba transportada sobre camión. Los daños sobre el paramento de hormigón fueron ligeros, pero no así sobre el transformador que se situaba en el pie de aguas abajo, que quedó destruído.

Por último citar los *cambios de temperatura* que pueden tener una importancia decisiva en las presas bóveda.

En la figura adjunta se puede ver un esquema con la más frecuentes de las distintas fuerzas mencionadas.

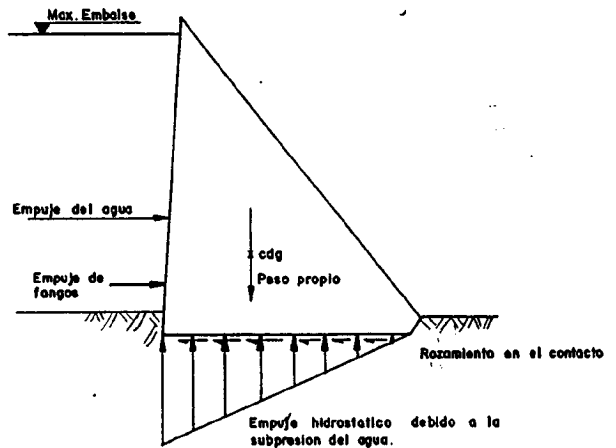


Fig. 12.5.- Esquema de acciones actuantes en una presa de gravedad.

## 12.2. PROBLEMÁTICA GENERAL PLANTEADA POR LA EJECUCIÓN DE UNA PRESA

### 12.2.1 Introducción

La ejecución de una presa y el posterior embalsamiento del agua en su trasdós supone un importante cambio en las condiciones de tensión,

humedad, deformación, medio ambiente, etc., que normalmente están equilibradas antes de la construcción del embalse. En muchos casos esto origina problemas y en algunas ocasiones el fracaso de la obra. En buena parte de los casos los problemas están relacionados con la geología del emplazamiento más que con el diseño o con la ejecución propiamente dicha. En 1.962, E. Grumer, publicó un artículo titulado "Dam Disasters" en el cual se podía ver una relación de los casos de roturas observadas en presas hasta aquella fecha. La relación era la siguiente:

- 1.- Roturas de cimientto 40%
- 2.- Aliviadero inadecuado 23%
- 3.- Mala construcción 12%
- 4.- Asentamiento 10%
- 5.- Altas presiones intersticiales 5%
- 6.- Acciones de guerra 3%
- 7.- Deslizamientos en presas de tierra 2%
- 8.- Materiales defectuosos 2%
- 9.- Maniobras incorrectas 2%
- 10.- Terremotos 1%

Si se reúnen las causas 1, 4, 7 y 10 se alcanza un porcentaje total de roturas relacionadas directamente con el terreno del 53%, si bien es probable que este esté indirectamente relacionado con algunas de las otras causas, por ejemplo con los fallos en el aliviadero.

A la vista de estos resultados no hace falta insistir en la importante relación que tienen este tipo de obras con la geología del entorno en que se ubican, siendo probablemente las obras de mayor atractivo de estudio por la magnitud y variedad de problemas geotécnicos que desatan.

Si hubiera que centrar el objetivo básico de una presa habría que decir que este sería el del almacenar agua, es decir que tanto el vaso como la propia presa deben ser *impermeables*, y para conseguir esto la presa debe ser *estable*, tomando el significado del término en un sentido amplio.

La mayoría de los problemas que a continuación se narran están de alguna forma relacionados con alguna de las dos palabras clave mencionadas: "estabilidad" y "permeabilidad".

### 12.2.2 Problemas en la cerrada

#### a.- Estabilidad

El primer problema a tener en cuenta en el dise-

ño y estudios preliminares es el derivado de la *estabilidad al deslizamiento* de las presas de gravedad por su cimientto o de las *inestabilidades de los estribos* en el caso de las presas de bóveda.

En cualquier caso el problema es siempre parecido: las fuerzas horizontales producidas por el empuje del agua tienden a llevar a la presa hacia aguas abajo, los esfuerzos se transmiten al terreno y se pueden producir roturas por corte sobre planos limpios preexistentes o interesando a porciones de roca matriz formando roturas combinadas. En ocasiones incluso se pueden producir roturas a través de la propia obra de fábrica.

El mecanismo de deslizamiento se puede estudiar de acuerdo con el esquema adjunto (fig. 12.6), estableciendo las condiciones de equilibrio en la superficie de base de la presa.

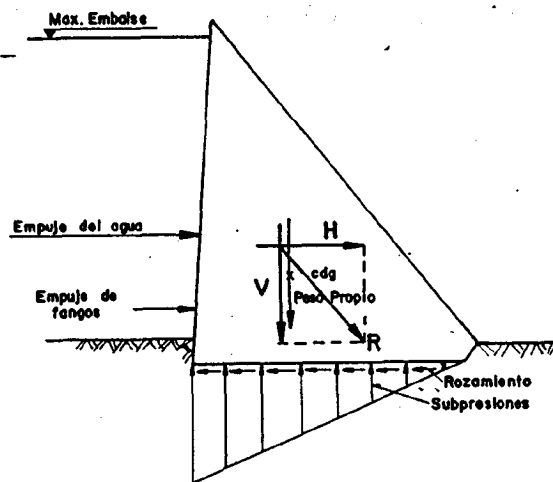


Fig. 12.6.- Estabilidad al deslizamiento.

No existe un criterio unificado respecto a los parámetros a utilizar en la evaluación del coeficiente de seguridad al deslizamiento. Por ejemplo Hoek y Londe sugieren adoptar resistencias residuales y cohesión nula, mientras que el *Corps of Engineers* propone adoptar resistencia de pico pero alcanzando un coeficiente de seguridad superior a 4 en condiciones estáticas o a 2,5 bajo acciones sísmicas. En España la

práctica habitual consiste en asegurar el equilibrio horizontal de fuerzas

$$H < V \tan \phi / F_1 + c A / F_2$$

adoptando como coeficiente de seguridad:

$$F_1 = 1,5 \text{ y } F_2 = 5 \text{ para condiciones normales}$$

$$F_1 = 1,2 \text{ y } F_2 = 4 \text{ para condiciones extremas}$$

Habida cuenta de que en general se prescinde de la cohesión al quedar muy minorada por  $F_2$  y no existir garantía de su mantenimiento a largo plazo de condiciones saturadas, puede hablarse de un coeficiente de seguridad global de 1,5.

El problema principal radica por tanto en la determinación de ángulo de rozamiento  $\phi$ . Como es sabido, para niveles de tensión alejados de la rotura puede contarse con un rozamiento aparente

$$\phi_a = \phi_u + i$$

siendo  $\phi_u$  un ángulo de rozamiento básico para superficies sensiblemente planas, del cual se indican valores orientativos en la Tabla 12.1.

Tabla 12.1.- Valores aproximados de  $\phi_u$

Rocas masivas bien cementadas (granitos, basaltos, areniscas, gneiss, calizas, etc.)	30° - 35°
Rocas esquistosas duras (esquistos, pizarras, filitas, micaesquistos, etc.)	25° - 30°
Rocas esquistosas blandas o laminadas (lutitas, talcoesquistos, etc.)	20° - 25°

El valor de  $i$  puede determinarse a partir de medidas en afloramientos o excavaciones de prueba. Generalmente varía de 5° a 15° pero puede ser inferior en juntas planas o muy superior (30° a 40°) en superficies muy irregulares. Ello hace que para la mayoría de las rocas sanas puedan adoptarse con seguridad valores de  $\phi_a$  de 40 a 45°, sin necesidad de detallados ensayos de laboratorio.

No puede decirse lo mismo de rocas con importante componente arcillosa, como las margas, lutitas o argilitas, en las que los valores operativos suelen encontrarse en la gama 20° - 25°.

Es importante llamar la atención sobre las dificultades de interpretación asociadas a los ensayos de corte en laboratorio sobre muestras de pequeñas dimensiones, generalmente muy poco representativas

del macizo rocoso, y en los que se miden elevadas cohesiones aparentes. También son dudosos los resultados obtenidos con juntas creadas artificialmente por serrado de muestras ya que las superficies quedan mucho más lisas que en la realidad.

Señalemos por último la escasa utilidad de los ensayos de rozamiento hormigón - roca. En el caso de rocas duras el hormigón asegura fácilmente un rozamiento de 45°, adoptándose rara vez valores de cálculo superiores. Por el contrario, si se trata de rocas blandas es más fácil la rotura por éstas que por el contacto, por lo que es determinante la resistencia de la propia roca.

En bastantes casos cuando se contempla la realidad física del cimiento surge la necesidad de considerar la estructura de la roca con sus discontinuidades características, debiéndose considerar el problema fuera de la superficie de contacto.

En estos casos habrá de tener especial cuidado con las discontinuidades de la estratificación que por su mayor continuidad pueden dar lugar a la mayor problemática de deslizamiento.

Cuando la estratificación o las discontinuidades más representativas, son subhorizontales o con ligero buzamiento hacia aguas abajo es cuando pueden presentarse los mayores problemas, especialmente si se trata de rocas arcillosas, argilitas, limolitas, esquistos, etc.

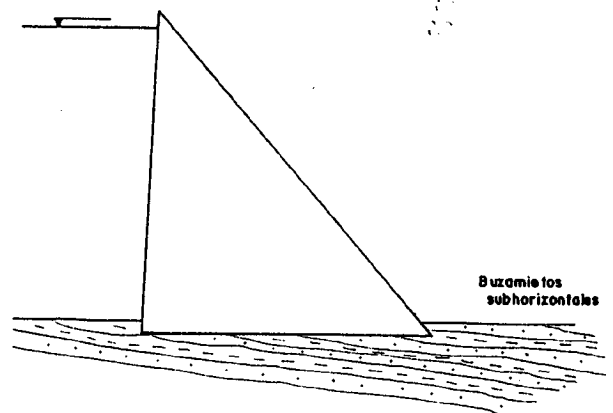


Fig. 12.7.- Situación desfavorable de estabilidad al deslizamiento.



Por contra, la situación más favorable se encuentra cuando el rumbo de la estratificación es transversal al cauce y los buzamientos subverticales. En este caso el aspecto de la excavación es con grandes escalones transversales a la dirección de deslizamiento lo que imposibilita en la práctica que este se desarrolle.

plantearon en la presa de Mequinenza delgadas capas de lignito intercaladas en el macizo rocoso (fig. ).

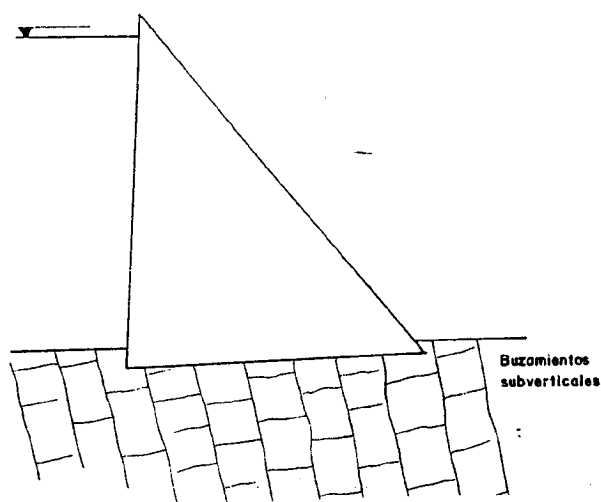


Fig. 12.8.- Situación favorable de estabilidad al deslizamiento

No obstante, incluso en este caso, y especialmente si se trata de rocas muy fracturadas, es conveniente comprobar que no se puede producir una rotura a través del propio medio rocoso en un plano algo más profundo que el propio hormigón - roca.

Los problemas que plantean las estratificaciones subhorizontales paralelas al plano de cimentación pueden verse agravados por:

- Excavaciones a pie de presa para implantar centrales, aliviaderos, etc. A veces esta situación se plantea de forma accidental por erosión del cauce en el cuenco amortiguador del aliviadero.
- Presencia de zonas de cizallamiento, juntas alteradas o rellenas de milonitos arcillosos, estratos de baja resistencia, etc. (fig. ).
- Pandeo de estratos o formación de cuñas de rotura bajo los empujes de la presa, etc. (Fig. ).

Pueden citarse los grandes problemas que

En cualquiera de los casos en los que prevé que puede darse el mínimo problema de estabilidad es normal recurrir a modificaciones de diseño como puede ser profundizar, escalonar o dar una contrapendiente a la base de la cimentación, cuyo detalle excede el alcance de este capítulo (fig. 12.9).

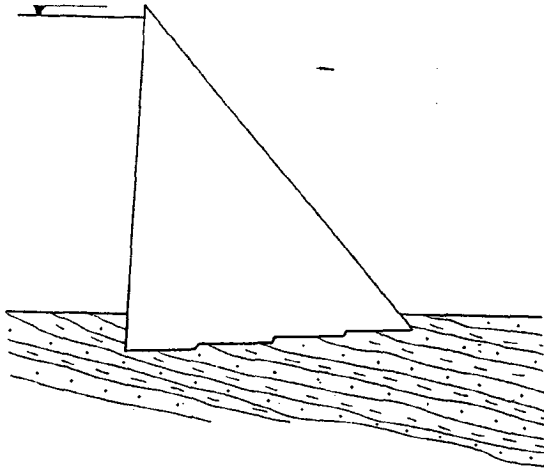


Fig. 12.9.- Posible solución en situación de estabilidad al deslizamiento desfavorable.

- a) Escalonado del cimiento
- b) Contrapendiente del cimiento

- W = resultante del peso propio
- $E_h$  = empuje hidrostático horizontal en el paramento de aguas arriba.
- $E_v$  = empuje hidrostático vertical en el paramento de aguas arriba.
- $E_{fh}$  = empuje horizontal producido por los fangos.
- $E_{fv}$  = empuje vertical producido por los fangos.
- S = resultante de la subpresión
- H = empuje del hielo

En la figura 12.10 se puede ver un esquema de cálculo en la sección principal de la presa de la Fernandina, sobre el río Guarrizas (Jaén).

Con respecto a las presas de bóvedas los problemas son parecidos, es siempre posible que se produzca un deslizamiento sobre planos preexistentes o que se combinen varias familias de discontinuidades para dar una rotura de tipo tetraédrico. Este caso puede

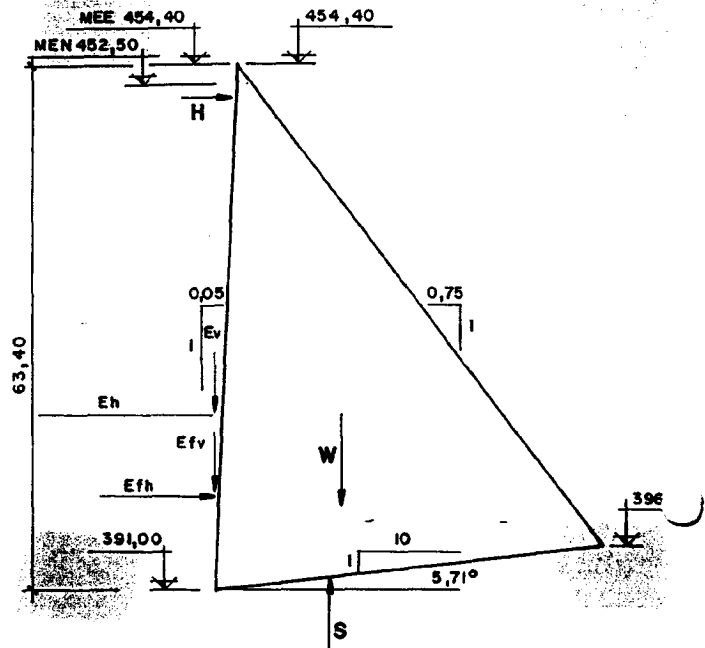


Fig. 12.10.- Esquema de cálculo de estabilidad. Presa de La Fernandina, Jaén

darse en este tipo de presas por hacer trabajar bajo fuertes esfuerzos a las laderas donde se apoyan. Se ilustra el caso en la figura adjunta nº 12.11.

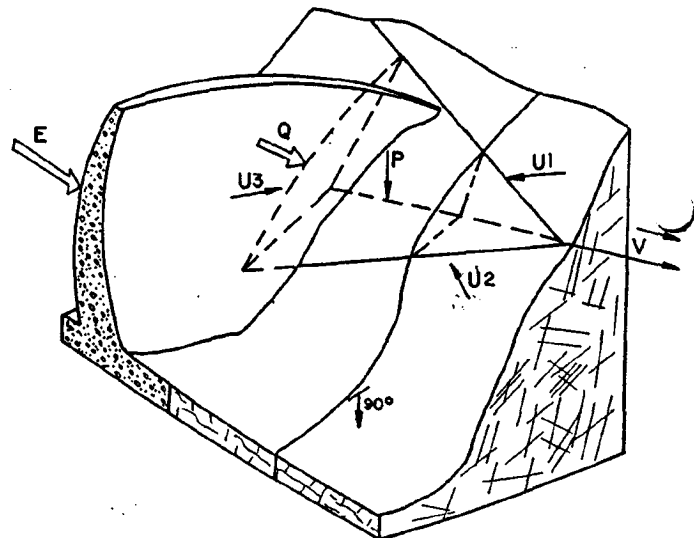


Fig. 12.11.- Esquema de posible rotura en estribo de presa bóveda.

- E = Empuje del agua.
- Q = Empuje sobre la ladera.
- W = Peso de la cuña.
- $U_i$  = Subpresiones.
- V = Dirección de posible deslizamiento.

### b.- Filtraciones

El hecho de que se filtre agua en las inmediaciones de la cerrada tiene importancia no solamente por la pérdida del líquido sino porque es la zona donde se ha puesto el obstáculo al normal discurrir de las aguas y donde se produce la interfase obra de fábrica-terreno de cimentación.

El agua acaba entrando inevitablemente por todas las fisuras del terreno o de la propia obra y sus efectos son siempre negativos:

- El agua altera la naturaleza de algunas rocas, produce disoluciones en rocas carbonatadas y evaporíticas, erosiona físicamente los canales por los que discurre, disolviendo el material y aumentando el volumen de huecos en el cimientó.
- El agua que ocupa las fisuras del terreno se encuentra bajo presión hidrostática lo que significa que ejerce una fuerza normal a las superficies sobre las que está en contacto.

Este último aspecto se va a desarrollar con mayor alcance dado su interés.

El agua en las proximidades del paramento de aguas arriba tiene la presión que le proporciona la altura del agua en el embalse. Es decir, una altura de 100 m de agua significa  $100 \text{ t/m}^2$  de presión hidrostática. En el lado de aguas abajo el nivel del agua en el río marca el otro límite y si por ejemplo se cuenta con 5 m de altura habrá  $5 \text{ t/m}^2$ .

Entre una y otra zona se establece una red de filtración y el agua pierde presión conforme va de un punto a otro. Normalmente se cuenta con una variación lineal de presiones entre ambos lugares.

En esquema la situación de *subpresiones* se puede ver en la figura adjunta 12.12.

Estas subpresiones originan un "levantamiento", o una tendencia al mismo, de la presa ya que disminuye su peso efectivo sobre la cimentación disminuyendo notablemente el rozamiento disponible para oponerse a los empujes del agua.

La forma de luchar contra el flujo de agua bajo la presa se verá más adelante (apartado 12.6).

Por lo que respecta a las subpresiones la solución más frecuente consiste en la ejecución de drenes verticales desde galerías próximas al cimientó de la presa y aproximadamente a una distancia del paramento de aguas arriba del orden de  $1/10$  de ancho de la base. Suele aceptarse que en los drenes la subpresión se reduce a  $1/3$  de la carga total (diferencia de niveles entre el embalse y el pie de presa) (ver fig. 12.12).

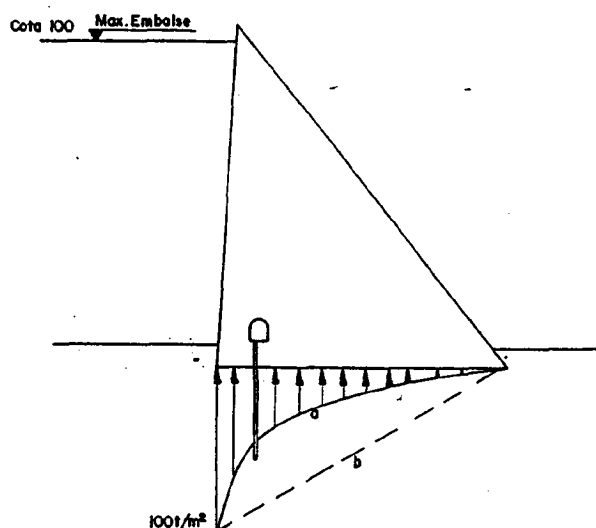


Fig. 12.12.- a) Efecto de galería y pozo drenante sobre la ley de subpresiones.  
b) Distribución lineal teórica sin efecto drenante.

El principal problema suele ser el mantenimiento de la eficacia de los drenes a lo largo de la vida de la presa.

Los drenes, por sí solos pueden resultar ineficaces si en el cimientó se dan zonas de alta permeabilidad no alcanzadas por los mismos (Figs. "Custodio"). En estos casos debe recurrirse al sellado de tales zonas mediante inyecciones o a interceptar el flujo a través de las mismas realizando pantallas continuas.

En la realidad, el problema es aún más complejo ya que la circulación del agua se efectúa por las discontinuidades del terreno y es en la práctica un

*c.- Deformabilidad*

Bajo las elevadas cargas a las que se ve sometido el terreno situado bajo la presa este se deforma. Se producen así asentamientos y distorsiones de toda la estructura que a su vez originan sobretensiones en algunos puntos o zonas de la misma, lo que puede llevar a fisuraciones o plastificaciones en los mismos. El problema es tanto más importante cuando menor sea la resistencia a tracción del material (presas de hormigón compacto) o mayores los niveles tensionales (presas bóveda).

Por esta razón es de gran importancia estudiar adecuadamente la deformabilidad (módulo de elasticidad) de la roca de cimentación ya que de este parámetro dependen los asentamientos que se pueden producir.

Este es un problema bastante complejo ya que no es fácil determinar a partir de ensayos de escala limitada el comportamiento a escala global del medio rocoso. Por otra parte las deformaciones que ocurren en la roca pueden ser de dos naturalezas. En primer lugar están aquellas que se recuperan cuando cesa de ejercerse la acción correspondiente. Se les llama "elásticas" y se pueden medir por el módulo de elasticidad o de Young. En segundo lugar están aquellas de naturaleza no reversible producidas por el cerramiento de fisuras bajo la carga, plastificación local, rotura por corte de pequeñas áreas o zonas y comportamiento reológico.

Estas deformaciones irreversibles tienen su mayor importancia especialmente durante el primer llenado de la presa, ya que es durante la primera aplicación de las cargas cuando se puede producir este tipo de fenómenos, agravados especialmente por la saturación del terreno y la consiguiente variación de resistencia mecánica del mismo.

Esta situación viene a significar que durante la puesta en carga de la presa el módulo de deformación del terreno es inferior al módulo de elasticidad del mismo, produciéndose para los sucesivos ciclos de carga y descarga un comportamiento de rigidización tipo "strain-hardening", por lo que el momento de primera actuación de las cargas suele ser crítico desde este punto de vista.

Por otra parte semejante comportamiento no es homogéneo en todo el cimiento, lo que viene a agravar las naturales heterogeneidades elásticas del mismo.

problema anisotrópico. Además dentro de la propia cerrada puede haber rocas de distinta naturaleza o estado, por lo que la filtración tiene un carácter heterogéneo.

En algunos casos de rocas masivas, con pocas fracturas puede adoptarse una reducción del área sobre la que actúan las subpresiones, admitiendo un contacto perfecto entre el hormigón y la roca, pero frecuentemente esta hipótesis es demasiado arriesgada.

Tabla 12.2.- Influencia del cimiento en la deformación de la presa.

	INFLUENCIA	RELACION
Zona 1	Muy importante	$E_R/E_H < 1/15$
Zona 2	Importante	$1/15 < E_R/E_H < 1/8$
Zona 3	Escasamente importante	$1/8 < E_R/E_H < 1/4$
Zona 4	Irrelevante	$1/4 < E_R/E_H < 1$

Algunos autores (Bourbonais y Morgenstern, 1974) han analizado el comportamiento deformacional de presas de gravedad comparando la rigidez estimada del cimiento con la que posteriormente se ha observado. En los tres casos estudiados el comportamiento real fue mucho mejor del esperado, con deformaciones notablemente menores y por consiguiente con módulos de elasticidad más elevados. La discrepancia se atribuyó a la mejora de las características mecánicas del terreno en profundidad, hecho que se da en la mayoría de los casos.

Con todo no parece que en la historia del diseño de presas haya preocupado especialmente determinar el valor absoluto del módulo de elasticidad. Esto es debido a que en general cuando el cimiento es homogéneo los asentamientos son uniformes y por tanto los sobreincrementos de tensiones en la estructura de la presa son más bien pequeños.

Por otra parte, hasta la llegada de técnicas numéricas complejas, los cálculos de presas, incluso de las más complicadas estructuralmente, las de tipo bóveda, se realizaban basándose no en el módulo de deformación de la roca sino en la relación  $E_R/E_H$ , cociente de las rigideces esperables entre la roca y el hormigón.

Está comprobado que mientras que esta relación no varíe grandemente de unos puntos a otros de la cimentación no se producen efectos desfavorables, lo que equivale a decir que el cimiento es homogéneo.

Como orden de magnitud se tiene el hecho de que una variación de 5 unidades en la relación mencionada parece incrementar tan solo un 20% las tensiones máximas en el cuerpo de la presa y quizá por ello no ha habido necesidad de determinar con precisión el valor de dicho módulo.

Volviendo sobre este parámetro ( $E_R/E_H$ ), Rocha en 1.974 ha demostrado que para valores inferiores a 1/16 el comportamiento deformacional está controlado por la cimentación, mientras que para valores superiores a 1/4 la influencia del cimiento es muy ligera. Los límites estudiados se pueden ver en la tabla 12.2.

En este artículo se insiste en que incluso bajo condiciones de cimentación de la zona 1, siempre y cuando el cimiento sea homogéneo, no se producen sobretensiones elevadas.

De todo lo visto se puede deducir que la mayor preocupación cuando se estudia el cimiento de una presa debe radicar en las heterogeneidades geológicas del mismo. Zonas de falla, zonas de alteración profunda, litologías de distinta naturaleza, etc. deben ser estudiadas con todo detalle, valorando sus módulos de elasticidad relativos y las relaciones de estos con los de la propia estructura de hormigón. A partir de ellos y de las recomendaciones dadas previamente podrá juzgarse sobre la idoneidad del cimiento en cuestión (ver fig. 12.13).

Otros aspectos a tener en cuenta a efectos deformacionales del cimiento vienen derivados de las propias labores de excavación. En ocasiones los daños originados por las voladuras a la estructura rocosa pueden ser importantes, produciendo apertura de grietas y llevando a añadir una mayor deformación del terreno de cimiento.

Otras veces, si se trata de rocas meteorizables, el mantener abierta una excavación puede generar una zona de material más deformable, en que se producirán la mayoría de los asentamientos.

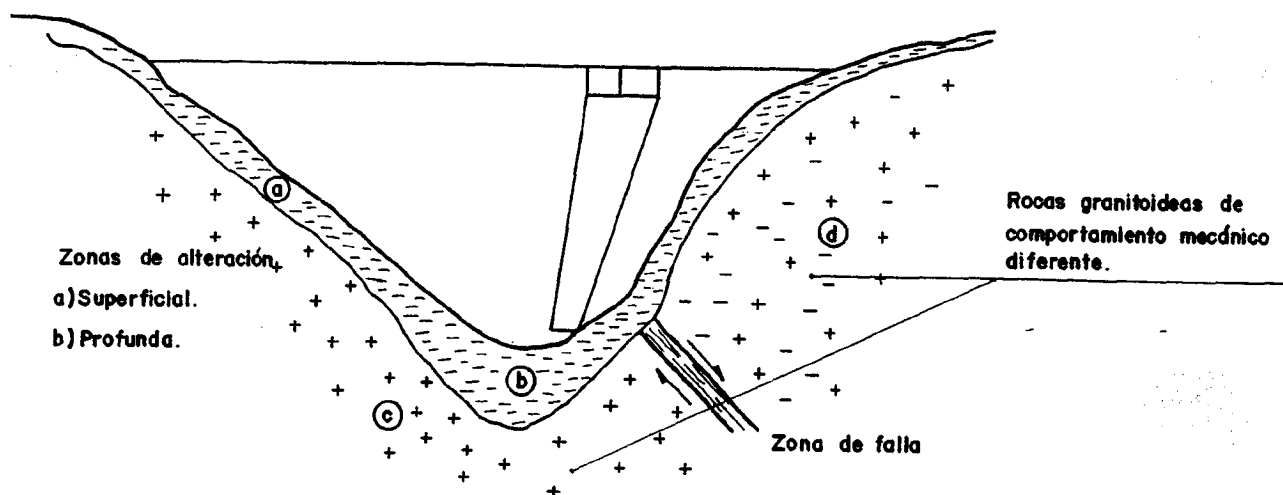


Fig. 12.13.- Heterogeneidades en cimentado.

Determinadas rocas de componente arcillosa, como las lutitas o pizarras, muestran además de una rápida meteorización, importantes cambios de volumen con degradación de la resistencia del cemento. La expansividad diferida también puede crear esfuerzos anómalos sobre la estructura de la presa.

Por último, no hay que olvidar que la excavación de grandes volúmenes de roca genera una decompresión de todo el medio rocoso afectado, lo que puede ser un camino de penetración de la alteración superficial además de un esponjamiento global del medio rocoso que tardará en volver a su estado original.

### 12.2.3 Problemas en el embalse.

#### a.- Filtraciones

Cuando se procede a llenar un embalse, el agua alcanza niveles superiores que nunca ha tenido en época reciente, además el agua se encuentra bajo presión. En esta situación es fácil que se originen pérdidas y fugas de agua del propio vaso. Estas pérdidas pueden ser localizadas en algunos puntos o bien generalizadas en determinadas zonas del embalse.

Si se piensa en la gran superficie que puede verse afectada por el llenado del vaso no es difícil

imaginar que puedan ser alcanzadas determinadas zonas de mayor permeabilidad, ya sean localizadas o extendidas.

Evidentemente, el volumen de las fugas será función de la permeabilidad del vaso y de los gradientes que puedan establecerse hacia las salidas naturales (diferencias de nivel con valles adyacentes y distancias a los mismos) (Figs. ), todo ello regulado por la hidrogeología regional.

Hay varias situaciones que típicamente se pueden presentar en función de las formaciones rocosas afectadas.

En primer lugar se citan las formaciones de rocas calcáreas, yesíferas o salinas, que pueden haber sido ya disueltas por el agua en tiempos pasados y presentar consecuentemente problemas kársticos o de futura disolución por el propio agua embalsada y su circulación, especialmente si esta es rica en dióxido de carbono. De presentarse este problema la solución no es de gran complejidad ya que se trata de impermeabilizar mediante tapices, inyecciones, etc., una determinada zona. Sin embargo, puede resultar extremadamente caro y acabar siendo inviable.

Cuando se da esta situación es fácil que en los valles próximos al de la cerrada aparezcan filtraciones localizadas en forma de fuentes puntuales, que en algunos casos hará muchos años que dejaron de dar agua y en otros serán de nuevo origen.

En rocas de tipo ígneo o en areniscas bien cementadas, con cemento no calcareo, no suelen darse este tipo de problemas a no ser que tengan redes de fisuración muy extendidas y profundas. Normalmente la inyección no presenta problemas en estas formaciones.

Una situación típica se produce cuando el agua alcanza un paleocauce o cauce fósil del antiguo lecho del río o terraza colgada en un nivel superior (fig. ). Si estos paleocauces están rellenos con materiales granulares es previsible que haya que ejecutar alguna maniobra de interceptación de las aguas. El mayor problema se encuentra en la detección de estos paleocauces, no suele ser fácil ya que la topografía actual los puede enmascarar.

Otras rocas en las que hay que estar prevenido frente a las posibles filtraciones son las de tipo volcánico. Las coladas de lava pueden dejar túneles a veces kilométricos de longitud, así como una fracturación importante. Presenta dificultades de prospección y es frecuente tener que hacer una densa malla de pruebas de permeabilidad con resultados a menudo de difícil interpretación.

A veces la mano del hombre ha dejado abiertos caminos preferenciales de circulación del agua. Puede

ser el caso de las antiguas minas abandonadas, galerías, pozos, etc. Durante la excavación del cimientado de la presa de la Fernandina (Jaén), apareció un túnel minero en plena cerrada que fue preciso reconocer en profundidad y cegar mediante un tapón de hormigón. Caso diferente fue el de la presa del Atance (Guadalajara) donde al final del vaso el agua en su cota de máximo embalse casi alcanzaba el pozo de acceso a unas pequeñas minas de sal. Al no tener conexión hidráulica hacia niveles inferiores no presentaron problema digno de mención. No obstante es siempre necesario tener presente que este tipo de situaciones pueden darse con cierta frecuencia.

Por otra parte hay que decir que la importancia de las filtraciones está en relación al uso que del agua se va a hacer, así como de otros factores.

Por ejemplo en un embalse de regulación y prevención de avenidas puede ser tolerable un cierto nivel de filtración, mientras que en un embalse para abastecimiento urbano en una zona con fuertes periodos de sequía cualquier pérdida de agua puede ser vital. En este mismo caso, si llueve de una forma uniforme a lo largo del año, es previsible que el mismo nivel de pérdida sea tolerable.

En embalses reversibles, que se cargan

mediante bombeo, cualquier pérdida puede ser intolerable por el coste económico que supone.

Desde el punto de vista de peligrosidad es siempre preferible que las pérdidas sean por filtración generalizada pero de poco caudal a que estén localizadas en ciertos puntos, ya que el agua en estos casos puede llevar a roturas progresivas del terreno que pueden acabar originando el colapso de una determinada zona y unas importantes pérdidas.

#### *b.- Estabilidad de laderas.*

Conforme el agua alcanza sucesivos niveles va saturando progresivamente nuevos terrenos anulando la cohesión capilar de los mismos y disminuyendo su capacidad resistente. Por otra parte aumenta su peso. En estas condiciones es frecuente que se remobilicen deslizamientos fósiles o que se movilicen terrenos actualmente estables.

La probabilidad de que esto ocurra es alta ya que el perímetro de cualquier embalse mediano puede tener varios kilómetros de longitud y a lo largo de la misma es frecuente que se den coluviones, piedemontes, bloques de roca, etc. en disposición de ser afectados.

El hecho es fácilmente observable en buena parte de los múltiples embalses que existen en este país. Pocas carreteras de circunvalación de los mismos no presentan daños, hundimientos etc. atribuibles a fenómenos de inestabilidad.

La situación se suele ver agravada por los fenómenos de desembalse rápido o las maniobras del embalse que originan la aceleración del fenómeno.

El autor de este capítulo ha podido comprobar fenómenos de este tipo en varios embalses de la provincia de León, como el de Barrios de Luna (deslizamiento de Mallo) y el del Porma, sobre los ríos del mismo nombre. En ambos casos se trataba de zonas coluvionares sobre substratos de pizarras en los que era fácil que se dieran los fenómenos citados.

En la mayoría de los casos los problemas no suelen ser importantes, aunque pueden llegar a disminuir la capacidad del embalse por aterramiento progresivo de zonas desfavorablemente orientadas por su geología. En cuanto a los daños que potencialmente se pueden producir estos están ligados a la velocidad esperable del deslizamiento, cuando esta es lenta ya nos hemos referido a la pérdida de capacidad de

embalse, cuando es rápida las consecuencias pueden ser peores por el efecto de oleaje que una gran masa de tierra puede producir al caer al agua embalsada. En este caso siempre se recuerda el desastre de la presa de Vaiont (Italia). Es casi obligado saber algún detalle del mismo.

Se trata de una presa de tipo bóveda construida en 1963, el vaso está formado por un valle glaciar excavado sobre un sinclinal constituido por calizas con finas capas de margas y arcillas. Desde el comienzo del llenado se observó una gran inestabilidad que implicaba a  $200.10^6$  m<sup>3</sup> de material, indudablemente relacionada con el proceso del mismo, lo que retrasó su puesta en operación.

Después de varios intentos de llenado, el 9 de Octubre de 1963 se produjo el gran deslizamiento. Más de  $300.10^6$  m de tierra y rocas cayeron sobre el vaso, con tal impulso que ascendieron 135 m por la ladera contraria una vez atravesado el cauce de casi 100 m de ancho en esa zona. Se ocuparon casi 2 km del vaso con los materiales del deslizamiento aterrando el embalse en esa zona.

El deslizamiento se produjo en menos de 1 minuto y se estimó su velocidad en 24 m/s, es decir 86 km/h. Se produjo además un fuerte temblor de tierra.

La ola creada sobrepasó la cerrada marcando una línea nítida a 100 m sobre coronación por debajo de la que desapareció toda vegetación o rastro de actividad humana. Aguas abajo, a 1,6 km en la confluencia con el valle de Piave, la ola tenía todavía 70 m de altura.

La presa pese a todo no falló, pero el accidente costó la desaparición de 5 pueblos y casi 3.000 víctimas.

En la figura adjunta se puede ver un esquema en planta en la que se reflejan los límites del deslizamiento y zonas afectadas (fig. 12.14).

En ocasiones, sin llegar al dramatismo el caso de Vaiont, se pueden dar todo tipo de trastornos de explotación correcta del embalse, especialmente cuando los deslizamientos afectan a elementos fundamentales de la presa, como son sus órganos de desagüe. De este tipo tenemos algún caso conocido, por ejemplo la presa de Arenós (Castellón de la Plana) con un aliviadero de superficie distorsionado por un deslizamiento de calizas y margas jurásicas.



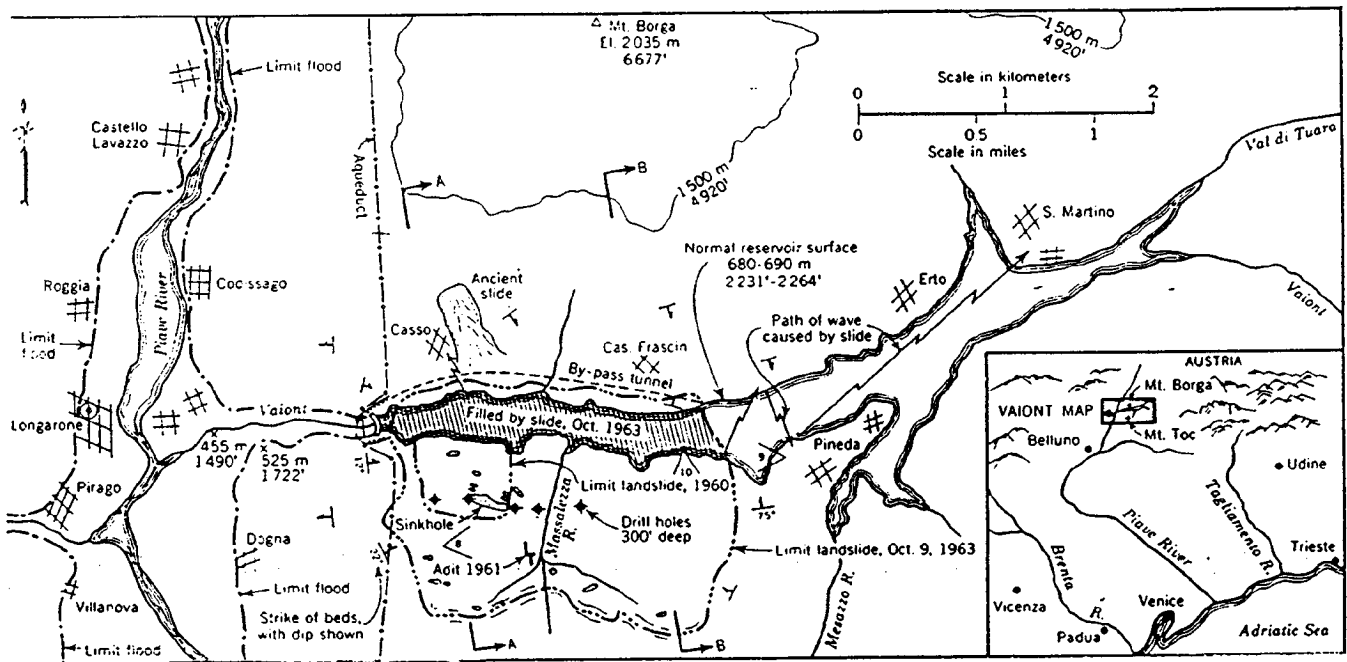


Fig. 12.14.- Deslizamiento de Vaiont. Cartografía y zonas afectadas.

La situación más crítica se plantea cuando el deslizamiento puede afectar a la propia presa, creando empujes asimétricos o distorsionando la propia cerrada. Una vez detectados, estos problemas exigen una consolidación de las laderas, frecuentemente mediante costosas obras de anclaje (ver Ap. 12.3.6).

En cualquier caso, independientemente de la peligrosidad, es indispensable tener bien presente que este tipo de fenómenos se dan con frecuencia en la práctica, lo que se debe tener en cuenta cuando se está efectuando la cartografía del vaso y cerrada de una futura presa.

#### c.- Sedimentación

Con el paso del tiempo las materias en suspensión que arrastran las aguas pueden quedar atrapadas en el vaso del embalse disminuyendo paulatinamente su capacidad.

Este hecho, aunque sabido, no es frecuente que se considere como un parámetro habitual del diseño de presas, lo cual no significa que en algunos países o zonas de España no suponga un importante problema.

Especialmente en zonas áridas, con periodos de sequía seguidos de fuertes lluvias, es probable que se den los mencionados problemas de aterramiento. Puede ser el caso del Levante Español. Los problemas aumentan cuando por determinadas razones desaparece la cubierta vegetal del terreno, como sucede en el caso de los incendios forestales, prácticas de cultivo incorrectas, etc.

El tipo de sedimentación está por otra parte ligada al tipo de rocas en origen, a la pendiente del río y al tramo del mismo en que se encuentre situada la presa. En embalse de cabecera, situados en el tramo alto, es más frecuente que en los aterramientos estén producidos por gravas gruesas más por limos o arcillas, que se suelen depositar en los embalses de curso bajo.

Embalse	Cuenca km <sup>2</sup>	Año de embalse	Producción anual de sedimentos t/m <sup>2</sup>	Pérdidas almacenamiento anual	Total %
Byllesby	3.393	1.912	626	2,54	60
Seminoc	18.951	1.939	402	0,08	0,9
Benmgton	3,6	1.929	13.968	5	56
Cold Springs	482	1.908	2.814	2,24	101
Upper Pine	35,7	1.934	3.918	2,38	31,5

Tabla 12.3

En cualquier caso el efecto de la sedimentación se traduce en disminuir la vida útil del embalse, pudiendo llegar a inutilizarlo para el fin a que fue destinado.

Como órdenes de magnitud se pueden ver en la tabla 12.3, algunos valores extraídos de un estudio efectuado en Estados Unidos por Gottchalk (1964).

Se puede comprobar que en algunos casos las pérdidas son muy importantes.

Otra cuestión es como se distribuyen los sedimentos aportados por la corriente una vez dentro del vaso del embalse.

Normalmente con la disminución de velocidad una vez que se alcanza la cola del embalse se produce la deposición de las partículas más gruesas, gravas y arenas gruesas, mientras que los sedimentos finos se alejan hacia la presa permaneciendo en suspensión, donde acaban depositándose debido a la mayor densidad del agua turbia, originando los depósitos de fango citados en el apartado 12.1.2.

Puede decirse que no hay método práctico, en general, para recuperar la capacidad de un embalse aterrado. Una vez que se ha perdido el mínimo de capacidad para asegurar la finalidad deseada es preciso abandonar la explotación.

Los métodos conocidos, de apertura periódica de los desagües de fondo, bombeo de sedimentos por encima de la presa mediante sifones o vaciado temporal y dragado suelen ser antieconómicos y plantean el problema del vertido de los materiales extraídos.

No obstante, es factible alargar la vida útil del embalse mediante un cuidadoso control de la cobertera vegetal (Fry, 1950) y destinando a priori una parte del embalse a almacenar las pérdidas que por este concepto se van a tener de forma inevitable.

#### d.- Sismicidad natural e inducida.

##### 1) Sismicidad natural

En el caso de grandes presas situadas en zonas de sismicidad media a alta es preceptivo, según la norma PDS-1/74 la ejecución de un estudio sismotectónico para evaluación de las aceleraciones de proyecto de la presa y el riesgo sísmico asociado a la construcción del embalse. También interesa prevenir los efectos de las acciones sísmicas sobre la estabilidad de los taludes del vaso.

Para ello suelen utilizarse dos metodologías distintas:

##### - Método determinista

Es un procedimiento bastante conservador que se basa en el historial sísmico del área, suponiendo que los máximos terremotos susceptibles de producirse en el entorno tendrán lugar durante la vida de la presa. Comprende los pasos siguientes:

1. Recopilación de datos sobre terremotos con epicentro en un radio de 300 - 400 km respecto al embalse. Los datos pueden tomarse del "Catálogo Sísmico" o del "Catálogo General de isosistas de la Península Ibérica" del I.G.N., así como de los registros de los diversos observatorios sismológicos. El radio anterior puede reducirse si existen "fronteras sísmicas" como grandes fallas, o ampliarse siguiendo determinados accidentes tectónicos.
2. Regionalización del área anterior en "provincias" sismotectónicas a partir de criterios geológico-estructurales. En esta división debe prestarse especial atención a las fallas o fracturas importantes.

3. Correlación de terremotos con unidades sismotectónicas y fracturas.
4. Selección del mayor terremoto asociado a cada unidad o fractura.
5. Traslación del mayor terremoto ocurrido dentro de cada unidad o fractura al punto de la misma que resulte mas próximo al emplazamiento estudiado.
6. Evaluación del grado de intensidad, en el emplazamiento, a que daría lugar cada uno de los terremotos anteriores. Para ello se emplean curvas de amortiguación con la distancia, obtenidas a partir de las isosistas de sismos clasificados por regiones. Existen también expresiones analíticas como la dada por A.J. Martín para grandes terremotos en la Península Ibérica:

$$le - I = - 12.55 + 3.53 \ln ( R + 25)$$

siendo  $le$  = grado de intensidad epicentral  
 $I$  = grado de intensidad en el emplazamiento  
 $R$  = distancia en km

7. Asignación de un grado de intensidad al emplazamiento en función del conjunto de datos anteriores.
8. Estimación de la aceleración horizontal, generalmente a partir de correlaciones como las siguientes

$$a = 1230 e^{(R + 25)} \quad (\text{Esteva, 1969})$$

$$\log a = 0,301 I - 0,2321 \quad (\text{P.D.S.-1 /74})$$

$$\log a = 0,36 I - 0,16$$

siendo  $m$  la magnitud,  $R$  la distancia epicentral e  $I$  el grado de intensidad sísmica.

#### - Método probabilista

Incorpora los periodos de recurrencia de los terremotos considerados para estimar la probabilidad de superar determinados niveles de aceleración en diversos periodos de tiempo. El método comprende los pasos siguientes:

1. Identificación y caracterización de los accidentes que pueden dar lugar a acciones sísmicas en el emplazamiento. Pueden ser los mismos o una

selección de los utilizados para el método determinista.

2. Desarrollo de relaciones de recurrencia para cada fuente, a partir de registros o interpretaciones geológicas
3. Evaluación probabilista mediante relaciones de recurrencia y leyes de amortiguación. Normalmente se consideran periodos de recurrencia de 100, 500 y 1000 años.

Además de los estudios anteriores debe analizarse la tectónica local del vaso y la cerrada, intentando detectar fallas activas o producidas en tiempos geológicos recientes y que puedan dar lugar a movimientos en la cimentación de la presa, defectos de estanqueidad del vaso, erosiones internas, etc. También deben investigarse los accidentes no activos susceptibles de movilización bajo las cargas de la presa o el agua del embalse.

#### III) Sismicidad inducida

Se ha venido comprobando en las últimas décadas que el llenado de los embalses puede originar un aumento de la sismicidad en la región donde se ubican, independientemente de que la zona fuera de por

sí sísmicamente activa.

Desde el punto de vista sísmológico, los embalses más estudiados han sido los de Lago Mead en Estados Unidos, Hsinfeng-Kiang (China), Kariba (Rodesia), Mangla (Pakistán) y Cremasta (Grecia).

En las dos citadas en último lugar la magnitud del terremoto llegó a ser de grado 6, hubo pérdidas de vidas humanas y considerables daños materiales, lo que previno en general a los técnicos de todo el mundo sobre este tipo de fenómenos y desencadenó una mayor atención al tema.

En España la Presa de Camarillas ha sido estudiada desde esta perspectiva por A. García Yagüe (1973), quien indica que se observaron 12 sismos muy fuertes (de intensidades V y VI) que causaron alarma, y daños menores como caída de objetos y pequeñas grietas, 55 fuertes (de intensidades en torno a IV) y ciento catorce débiles de intensidades II y III. Según se dice en el artículo, de haberse dispuesto de instrumentación adecuada el número de sismos detectados habría sido muy superior y seguramente habría pasado del millar.

El estudio de la información histórica disponible lleva a las siguientes apreciaciones: (Angel Pérez Sainz y Alfonso López Arroyo, 1.975).

- 1.- La energía liberada en terremotos producidos por el hecho de crear un embalse, puede ser muy considerable. Se han alcanzado magnitudes superiores a 6 en cuatro presas: Koyna, Cremasta, Karita, Hsinfeng-Kiang.
- 2.- El fenómeno está más relacionado con la altura del agua embalsada que con el propio volumen de embalse. Excepto unas pocas presas, entre ellas la de Camarillas con 36 m de altura, las restantes sobrepasan los 100 m de altura. En cuanto a los volúmenes, un límite significativo parece estar en torno a los 5.000 Hm<sup>3</sup>.
- 3.- Los sismos se han favorecido por la existencia de una tectónica fuerte en el vaso, fallas activas o de heterogeneidades en el subsuelo.
- 4.- No parece existir relación directa entre la geología del vaso y el incremento de actividad sísmica, ya que se han producido sismos en todo tipo de rocas. Incluso en suelos poco cementados.
- 5.- Resulta curioso que donde se han producido los

terremotos de mayor relevancia ha sido en zonas catalogadas como de baja sismicidad o nula (Koyna, Kariba, Hsinfeng-Kiang, Cremasta).

No está claro actualmente cuales son las causas que favorecen el citado incremento de la sismicidad. No obstante se apuntan como posibles las siguientes:

- 1.- La saturación cambia las propiedades físicas de las rocas del vaso.
- 2.- La carga de agua induce reajustes y basculamientos de los bloques que constituyen la base del embalse.
- 3.- En algunas zonas donde el estado tensional es crítico, la sobrecarga añadida puede originar que se dispare el fenómeno.
- 4.- Efecto combinado de la disminución de litología efectivas por aumento de la presión del agua filtrada por fallas, discontinuidades, etc. con la habitual disminución de la resistencia al corte a lo largo de estos planos de debilidad.

En realidad las cuatro causas deben estar muy relacionadas entre sí.

En la práctica, durante las etapas de cartografía e inspección geológica del vaso, se debe prestar atención a los factores que se han indicado previamente como relacionados con la sismicidad inducida. En caso de que se sospeche que la zona es propicia se debe recomendar la instalación de una red sísmica de auscultación, para poder tener un seguimiento del emplazamiento desde etapas anteriores a la construcción y llenado, y poder discriminar posteriormente si existe actividad sísmica atribuible al llenado y determinar su importancia.

## 12.3. GEOLOGIA Y EMPLAZAMIENTO DE PRESAS

### 12.3.1 Introducción

Una vez repasados los problemas que suele plantear la ejecución de una presa es conveniente relacionarlos con los tipos de rocas en que se pueden asentar. Algo de ello ya se ha ido citando en la propia descripción de los problemas. Se pretende en este apartado profundizar algo más en el comportamiento de cada tipología.

### 12.3.2 Presas sobre rocas ígneas

Las rocas de tipo granítico son en principio buenas para cualquier gran obra civil que sobre ellas se desee ubicar. Sin embargo, es frecuente encontrar profundidades de alteración muy importantes (20 ó 30 m) en zonas desfavorables. Dependiendo de la litología original los productos de alteración pueden ser más o menos arcillosos con un contenido fundamentalmente caolínico de alteración de feldespatos. El resultado final puede ser típicamente un suelo residual comparable a una arena media o gruesa con finos, o incluso una arcilla con algo de arena, dependiendo de la matriz presente. Normalmente se originan suelos permeables que para la ejecución de presas requieren alguna forma de tratamiento, estas pueden ser:

- Excavación total de las zonas de alteración en busca del sustrato sano. Caso de presas de gravedad.
- Utilizar como tipología de presa la de materiales sueltos con alguna forma de pantalla de impermeabilización.

Otro problema asociado con estas rocas es la heterogeneidad de los niveles de alteración, lo que puede llevar a prospecciones detalladas en las que se debe tener en cuenta la posible aparición de bloques sanos "colgados" dentro una masa completamente alterada.

Los basaltos, si bien son rocas de excelente calidad como cimentación, pueden tener graves problemas de permeabilidad por las juntas abiertas, cavidades, tubos o incluso capas débiles de cenizas volcánicas que generan suelos arcillosos de alta plasticidad. En general son emplazamientos difíciles de reconocer y sobre todo costosos.

Otras rocas ígneas como son las andesitas, riolitas o piroclastos suelen proporcionar unas condiciones de emplazamiento más homogéneas.

### 12.3.3 Presas sobre rocas calcáreas y evaporitas

Dentro de este tipo de rocas pueden darse todo tipo de fenómenos, pudiéndose comportar de forma excelente o bien desastrosa en función de una serie de condicionantes a los que se va a pasar revisión seguidamente.

La caliza ofrece un elevado rozamiento con el

hormigón por lo que en principio no deberían darse problemas de deslizamiento en estribos o cimientos. Sin embargo esto es así en formaciones de caliza masiva, pero cuando se trata de calizas tableadas con capas de marga arcillosa en los interestratos lo más probable es que el riesgo de deslizamientos sea elevado. En estos casos es necesario hacer un estudio detallado no solamente de la presa y su cimiento, sino de las cimentaciones de todos los órganos de desagüe, aliviaderos, tomas inferiores o intermedias etc., así como de las laderas del embalse, ya que en una u otra ladera del embalse es probable que la estratificación tenga buzamientos desfavorables.

En cuenta a la permeabilidad estas rocas pueden encontrarse en óptimas condiciones o en pésimas, según que hayan sido afectadas o no por fenómenos de disolución que den lugar a formaciones de tipo kárstico.

En estos casos, los fenómenos pueden tener poco desarrollo, estando constituidos por juntas abiertas que pueden manifestar síntomas de recalcificación y que se pueden inyectar con lechada de cemento, o tener un gran desarrollo dando lugar a cavidades cuya inyección es poco menos que inviable, especialmente si entran en la categoría de cavernas.

Cuando se da esta situación puede ser mejor solución sobreexcavar y rellenar a fondo que inyectar, no obstante la solución depende en cada caso de las circunstancias del mismo.

Otro problema asociado en el caso de los karsts muy evolucionados es la aparición de arcillas de decalcificación. Su distribución irregular y con espesores importantes que puede dificultar enormemente su limpieza y posterior sustitución por lechada de cemento, así como proporcionar problemas asociados de asentamientos diferenciales si han sido mal detectadas y reconocidas, lo que como se puede imaginar después de lo visto no tiene porqué ser una tarea fácil.

En el caso de las formaciones yesíferas la situación puede ser similar, al menos desde el punto de vista de problemas de solubilidad y consiguiente permeabilidad.

Desde el punto de vista de asentamientos el problema viene derivado nuevamente de la solubilidad que puede originar cavernas que en un momento dado pueden ceder dando lugar a fenómenos de colapso con

formación de embudos o dolinas.

Para que se den este tipo de fenómenos es condición necesaria que haya circulación subterránea de agua, lo que se da evidentemente en el caso que nos ocupa. Por ello, si no hay más remedio que construir un embalse de este tipo de terrenos, las medidas de impermeabilización y sellado deben ser extensivas y cuidadosas. Por lo demás, como capacidad portante y desde el punto de vista de deformabilidad del cimientado estas formaciones pueden ser perfectamente adecuadas especialmente si son masivas y sin síntomas de disolución.

Debemos mencionar los problemas asociados con la presencia en el vaso de afloramientos salinos, cuya disolución puede afectar a la calidad de las aguas de riego o consumo.

#### 12.3.4 Presas sobre areniscas

El término areniscas engloba a un gran número de rocas de características diferentes en función del cemento que une las partículas constituyentes de la roca. Así puede haber areniscas de grano fino o grano grueso, débil o fuertemente cementadas, con cemento calcáreo más o menos rico en carbonatos, etc., se comprende que el comportamiento geomecánico de estas rocas sea muy variable en función de las características mencionadas, encontrándose desde areniscas friables, fácilmente tallables a mano, hasta areniscas ferruginosas de grano fino y elevada densidad.

Globalmente puede decirse que en principio son rocas buenas para cimentar una presa si bien con algunos problemas típicos.

En muchos casos estas rocas se pueden encontrar con los planos de estratificación ocupados por pizarras arcillosas o simplemente por arcillas. En estos casos el riesgo de que se produzcan "lisos", o deslizamientos planares según los planos de relleno, es altísimo, por lo que se deben extremar las precauciones durante las etapas de prospección ya sea de la cerrada o del embalse.

El problema se suele ver agravado porque al ser las areniscas más permeables que los paquetes de pizarra con que se alternan, conducen el agua hacia los contactos lubricándolos y dando lugar a un aumento de riesgo de deslizamientos.

Otra circunstancia a tener en cuenta es que las

areniscas con cemento débil son muy susceptibles de erosión o socavación producida por los chorros de agua procedentes de desagüe o aliviaderos, lo que se debe tener presente en el momento del diseño para dejar previstos las correspondientes estructuras de protección.

Por todo lo visto es muy importante el estudio estructural de todo el medio rocoso atendiendo fundamentalmente a la disposición de los planos de estratificación en relación con las direcciones de esfuerzos predominantes y a la existencia de rellenos arcilloso.

#### 12.3.5 Presas sobre rocas metamórficas

Esta denominación abarca una amplia gama de rocas de comportamiento y características distintas, resultando de una gran variabilidad en su adecuación como emplazamiento de presas. Seguidamente se pasa revista, de una forma lógicamente muy general, a los distintos grupos de rocas.

Las cuarcitas son normalmente rocas resistentes y de excelentes condiciones para el emplazamiento de presas. Como es habitual, únicamente si presentan accidentes geológicos de importancia, puede verse comprometida su adecuación.

El grupo de rocas relativo a esquistos, pizarras y filitas puede presentar una variabilidad enorme. Suelen encontrarse muy tectonizadas por esfuerzos de metamorfismo regional, lo que se traduce en definitiva en fuertes plegamientos y en una abundancia de accidentes geológicos de importancia. En otras ocasiones están simultáneamente alteradas en profundidad, lo que en conjunto puede hacer francamente difícil el encaje de una presa de cualquier tipo.

Este puede ser el caso de las cloritas o esquistos sericiticos, que caen francamente en el grupo de rocas blandas y que son a priori rocas poco deseables como emplazamiento.

Cuando se trata de pizarras sanas la situación puede ser netamente diferente, especialmente si las discontinuidades se encuentran apretadas, selladas o cementadas, en estos casos el emplazamiento puede ser apto para albergar cualquier tipo de presa.

En cualquier caso hay que mencionar que los trabajos de excavación y especialmente de voladura deben ser cuidadosos, frecuentemente con técnicas de precorte, para evitar la apertura de discontinuidades a favor de la esquistosidad.

En este tipo de terrenos los tipos de acondicionamiento de la cimentación son los tradicionales: inyecciones de impermeabilización, en el caso de que interese mejorar las condiciones de filtración bajo cimiento o estribos, e inyección de consolidación en el caso de que se trate de disminuir la deformabilidad y asegurar las condiciones de estabilidad.

Se pueden citar algunas roturas espectaculares de presas sobre rocas metamórficas.

La presa de St. Francis en California, falló en 1.928 ocasionando una ola de 38 m de altura y 236 víctimas. Se trataba de una presa de gravedad de 62 m altura, cimentada a caballo sobre una formación de micaesquistos y otra de conglomerados con cemento arcilloso-yesífero. El contacto de ambas formaciones estaba fallado. La rotura comenzó por un desenganche de la presa debido a deslizamiento sobre los planos de los micaesquistos, que buzaban hacia aguas abajo, seguido de un lavado de la matriz de los conglomerados.

Más reciente y conocida es la rotura de la presa de Malpasset, en Francia, que falló en 1.959, destruyendo el pueblo de Frejus y ocasionando 400 víctimas. Se trataba de una presa de bóveda cimentada sobre gneisses. Por efecto de tracción se formaron grietas en el pie de aguas arriba de la presa, lo que facilitó la infiltración y consiguiente aflojamiento por alteración de los gneisses. Siguió un cierto deslizamiento del cimiento con apertura de una grieta de 1 a 2 cm de ancho en el lado de aguas arriba de la presa. Parte de la carga se transmitió al estribo izquierdo que finalmente acabó por romper cuando el agua alcanzaba el máximo nivel de embalse.

Por último, se puede incluir dentro del grupo de rocas metamórficas a las rocas arcillosas diagenéticas entendiéndose por tales aquellas que han sufrido una diagénesis importante y/o un ligero metamorfismo y que caen normalmente en la categoría de rocas blandas. Dentro de este grupo se pueden incluir las arcillas preconsolidadas.

Su comportamiento viene marcado por la deformabilidad, que es comparativamente alta en relación a otras rocas. Esta característica viene a limitar la tipología de presas que se pueden emplazar en este tipo de terrenos. Normalmente es difícil admitir que una presa bóveda pueda encajar, siendo más factible las de gravedad - si no son de mucha altura - y especialmente las de materiales sueltos. En este último caso puede no haber problemas por lo que respecta a la presa, sin

embargo los órganos de desagüe, como los aliviaderos, tomas, etc. al ser de hormigón pueden sufrir de los mismos condicionantes. Incluso puede darse el caso de que una vez efectuadas las excavaciones se produzcan fuertes entumecimientos de las soleras de apoyo, ligados a la descarga de tierras sobre un cierto nivel o a las variaciones de humedad en arcillas con tendencia a la expansividad.

### 12.3.6 Fallas y zonas de fractura

Una de las fuentes de mayor cantidad de problemas, ya sea en fase de diseño o de construcción, son las fallas o zonas de fractura. Al ser zonas de debilidad favorecen los problemas de inestabilidad, si bien esto está relacionado con el tipo de milonita o materiales de relleno de la falla. Cuando se trata de materiales arcillosos es más probable que se den fallos relacionados con deslizamientos o asentamientos poco controlados que problemas de filtraciones localizadas; por contra cuando la milonita es de tipo granular lo más probable es que se constituya como una zona de atracción de flujo de agua.

Lógicamente, en uno u otro caso, la magnitud de la situación creada está asimismo relacionada con la posición relativa de la falla dentro de la cerrada y del tipo de presa. A lo largo de este capítulo se ha puesto de manifiesto la sensibilidad de unos tipos u otros de presas a los distintos accidentes geológicos del emplazamiento, por lo que al relacionarlos con la variada gama de fallas que se pueden dar, es fácil suponer la extensa casuística posible en relación con el tema.

Una vez valorada la incidencia que la falla puede tener, para lo cual es posible que haya que gastar mucho dinero en prospecciones especiales - sondeos inclinados, galerías de inspección etc. - lo normal es proceder a diversos tipos de tratamiento en función del problema planteado. Someramente las actuaciones pueden ser:

- Sellados. Mediante inyecciones puntuales donde sea factible o mediante sobreexcavación y posterior relleno con materiales impermeables u hormigón pobre.
- Cosidos. Mediante anclajes de cable o bulonado
- Atados. Mediante galerías de hormigón fuertemente armadas que hacen un efecto de llave.

Actuaciones que esquemáticamente se pueden ver en la figura 12.15.

Otro problema relacionado en las fallas es su posible actividad tectónica, ya que pueden ser el origen de epicentros sísmicos en profundidad, especialmente en zonas sismotectónicas activas.

A este respecto, en opinión de Shrad et al (1.974), cualquier falla de importancia, situada en regiones que hayan tenido en algún momento actividad sísmica debería ser considerada como potencialmente activa, a no ser que se disponga de evidencias claras y bien estudiadas en contra.

### 12.3.7 Presas sobre suelos

No deja de ser frecuente encontrarse con cerradas amplias y espesores de recubrimiento aluvial importantes, superiores por ejemplo a 10 m.

En estos casos y dependiendo del tipo de recubrimiento aluvial, los problemas pueden ser de varios tipos:

- Cuando se trata de suelos finos poco consolidados es esperable que se den grandes deformaciones, por lo que únicamente algún tipo de presa de materiales sueltos podría tener encaje en estos casos.
- Cuando se trata de suelos granulares compactos es más probable que la problemática venga derivada de la alta permeabilidad y de las consiguientes filtraciones por el propio lecho cuaternario. En principio podría ser admisible algún tipo de presa de gravedad, especialmente si no es de gran altura.

Las soluciones en ambos casos son lógicamente diferentes. En cualquier caso la primera alternativa es eliminar el recubrimiento y buscar un sustrato competente, lo que pasa necesariamente por una evaluación económica de la solución. Si esto no es posible y sin embargo se decide seguir adelante con el proyecto de la presa entonces se entra en alguna de las situaciones siguientes:

En el primer caso es preciso acomodar el proceso constructivo de manera que casi la totalidad del asiento se produzca durante las etapas constructivas y siempre antes del llenado, para lo cual puede ser preciso acometer alguna medida de aceleración del proceso de consolidación, mediante drenes verticales o similares.

En el segundo caso es preciso cortar el flujo de agua mediante pantallas de impermeabilización, inyección etc. hasta tener la seguridad de que las pérdidas por filtración están dentro de límites razonables (ver fig. 12.16).

En ambos casos el proceso puede ser costoso y lógicamente debe ser conocida su viabilidad antes de acometer la obra, para lo cual se deberían llevar a cabo pruebas de inyección, de consolidación, etc. en las fases de estudios previos o proyectos.

## 12.4. PRESAS DE MATERIALES SUELTOS

### 12.4.1 Definición y tipos

Las presas construidas mediante acumulación de materiales tales como suelos, escolleras, etc. reciben el nombre de presa de materiales sueltos.

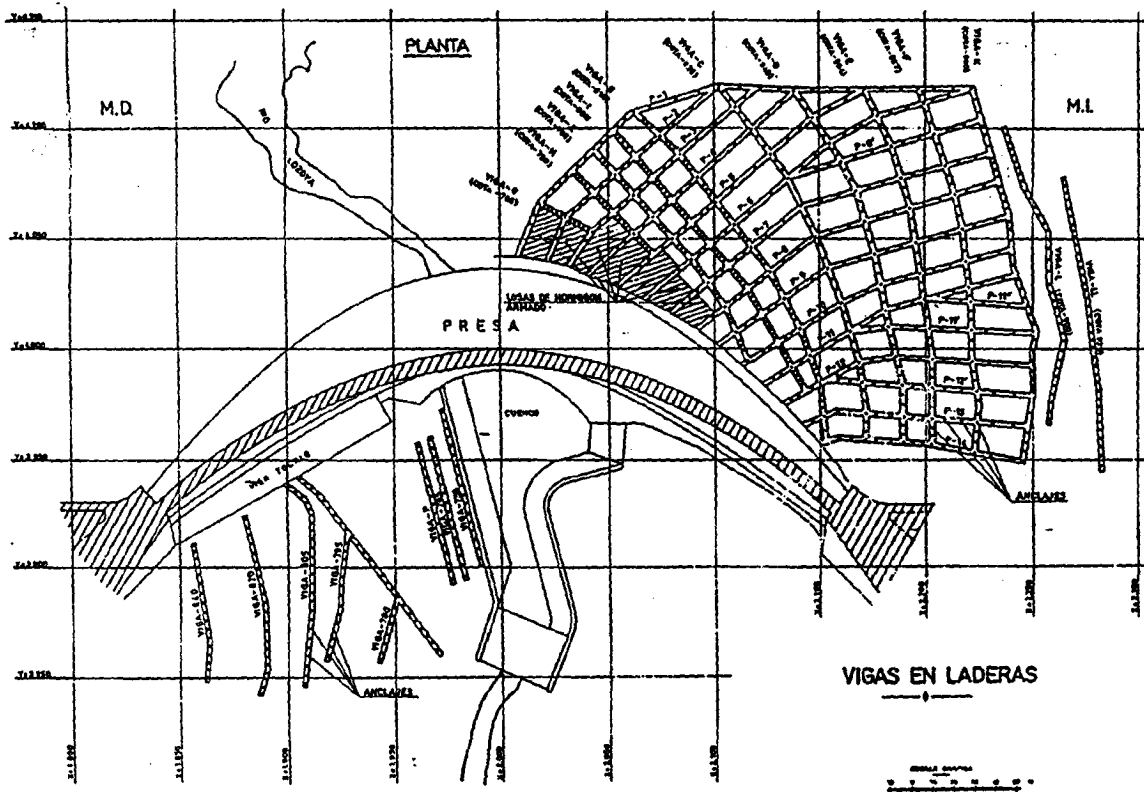
Estas presas pueden ser construidas con una gran variedad de materiales, acomodando su tipología a las posibilidades de encontrar los apropiados para su construcción en el propio vaso, cerrada o inmediaciones.

Si no son de mucha altura se pueden construir con un solo material, reciben entonces el nombre de *presas homogéneas*. En estos casos el material debe reunir unas cualidades de compromiso entre una baja permeabilidad y unas condiciones resistentes suficientes para admitir unos taludes de diseño no demasiado tendidos.

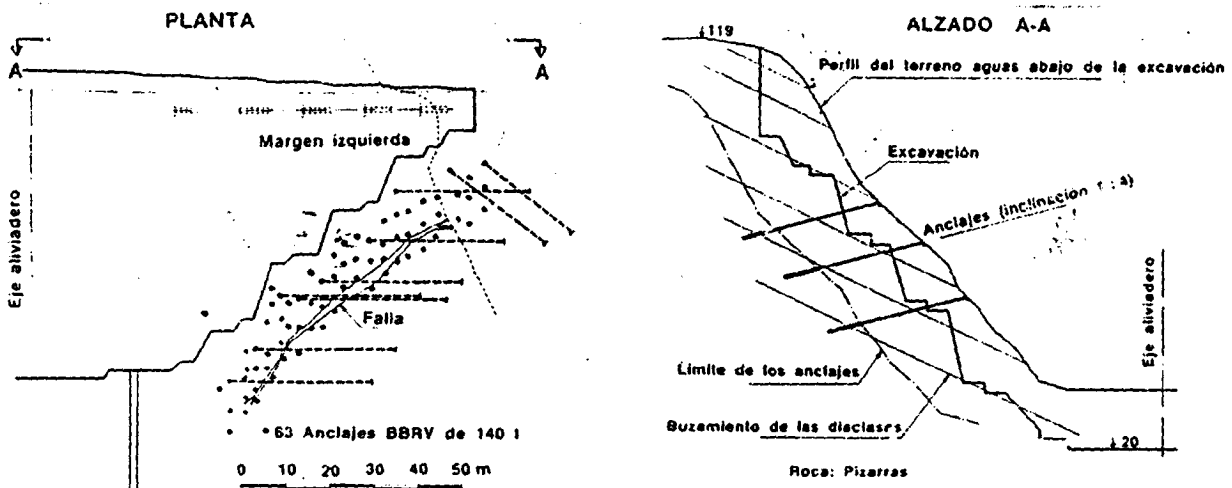
En los casos más frecuentes no es factible la construcción homogénea por lo que las presas se construyen con una variedad de materiales. En estos casos la misión resistente queda a cargo de los *espaldones*, situados tanto hacia aguas arriba como hacia aguas abajo. Se suelen construir con materiales granulares de elevado coeficiente de rozamiento como por ejemplo gravas naturales, escollera procedente de canteras o de las propias excavaciones relacionadas con la presa, zahorras que puedan existir en el vaso, etc.

La misión impermeabilizante se confía a un núcleo de materiales finos de baja permeabilidad, tales como arcillas, arcillas limosas, etc., que quedan albergados dentro de los espaldones resistentes de presa. En función de cual sea su permeabilidad así será el diseño del núcleo en cuanto a su espesor y disposición.





**PRESA DE EL ATAZAR. ESTABILIZACION DE LA LADERA IZQUIERDA MEDIANTE VIGAS ANCLADAS.**



**Presa de la Concepción - Málaga**  
Anclaje del estribo margen izquierda.

**EJEMPLO DE COSIDO MEDIANTE ANCLAJES.**

**Fig. 12.15.- Ejemplos de estabilización de laderas en las Presas de el Atazar y La Concepción.**

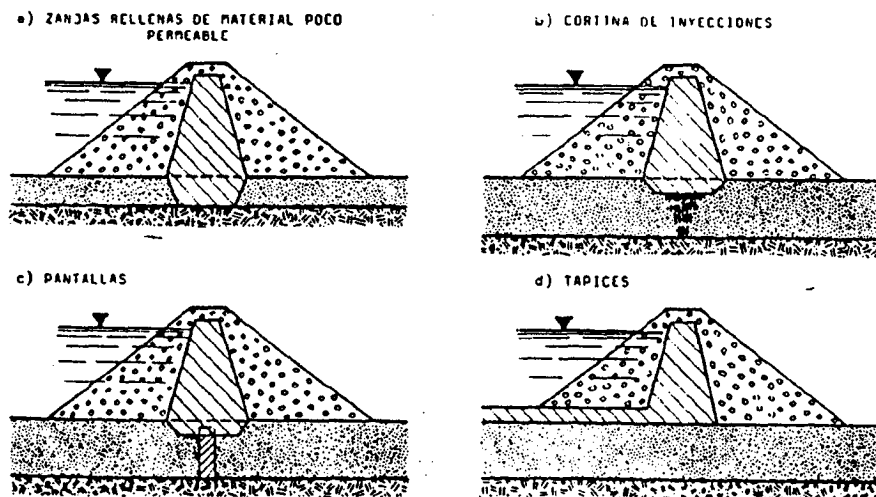


Fig. 12.16.- Impermeabilizaciones del cimiento en presas sobre suelos.

Al ser los materiales del núcleo y espaldones de granulometría muy diferente es normal intercalar entre ambos un material de transición, que puede ser natural o artificial, y que colocado en varias capas cumpla las condiciones de filtro necesarias para que no se den migraciones de finos del núcleo hacia los espaldones resistentes.

Por último puede hacer falta un cuarto grupo de materiales para los filtros y drenajes de la propia presa.

Se comprende que estas presas son rentables cuando se dispone de materiales adecuados y en cantidad suficiente a distancias cortas desde la propia cerrada, en estos casos suelen ser de construcción más económica que sus homólogas de hormigón. Por otra parte, en muchas ocasiones, los materiales procedentes de excavaciones de órganos relacionados con la propia presa - aliviaderos, tomas, canales, etc. - proporcionan una fracción de los volúmenes requeridos que de no aprovecharse deberán ir a vertedero con el coste adicional y las implicaciones medio ambientales que ello supone.

Se pueden citar también algunas presas que aunque básicamente son de materiales sueltos la misión

impermeabilizante se confía a una pantalla de hormigón, asfalto o materiales sintéticos que se adosa a la cara de aguas arriba de la presa. El resto de la presa se construye con la variedad de materiales citados que se encargan de dar la resistencia suficiente para soportar los empujes del agua.

En estas, un problema adicional proviene de la deformabilidad relativa ezevada de estos materiales, ya que la pantalla de hormigón es sensible a todo tipo de asentamientos diferenciales por su mayor rigidez.

Seguidamente se va a pasar revista, si bien de forma somera, a aquellos problemas que por su propia naturaleza son exclusivos de este tipo de presas.

En las figuras adjuntas se pueden ver algunos diseños típicos de este tipo de presas (figs. 12.16, 12.17, 12.18 y 12.19).

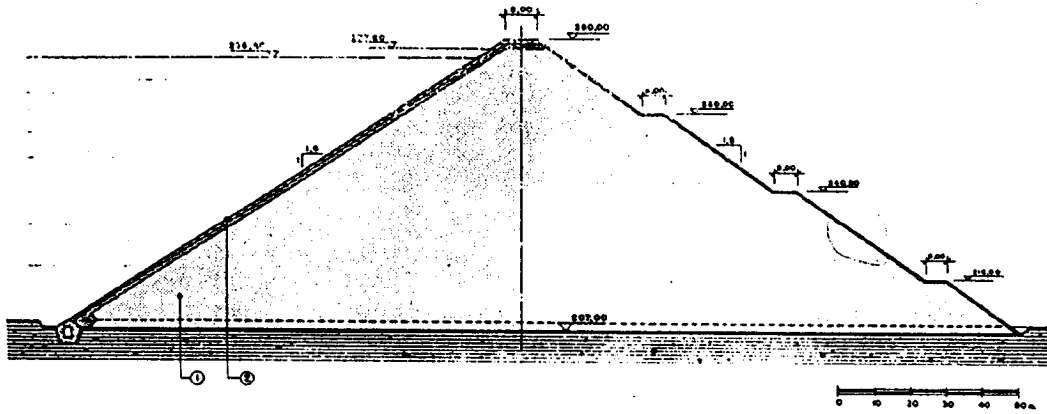


Fig. 12.17.- Sección tipo de presa homogénea de escollera con pantalla asfáltica - Presa de Huesna

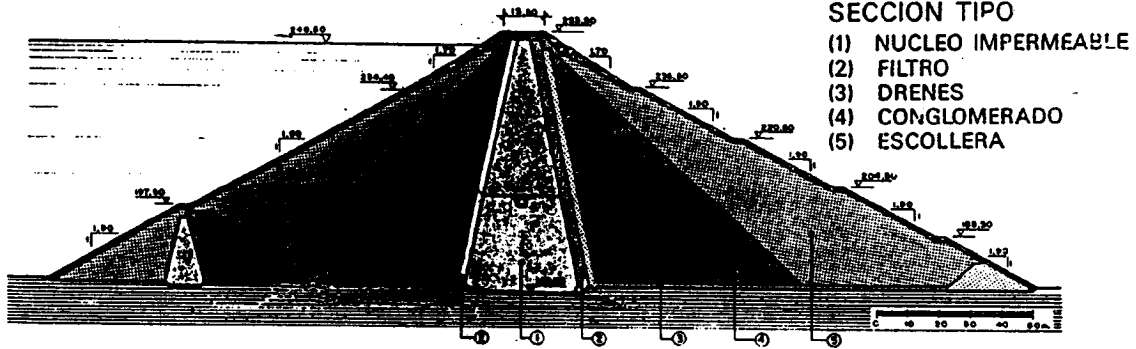


Fig. 12.18.- Sección tipo de presa núcleo vertical - Presa de Yeguas.

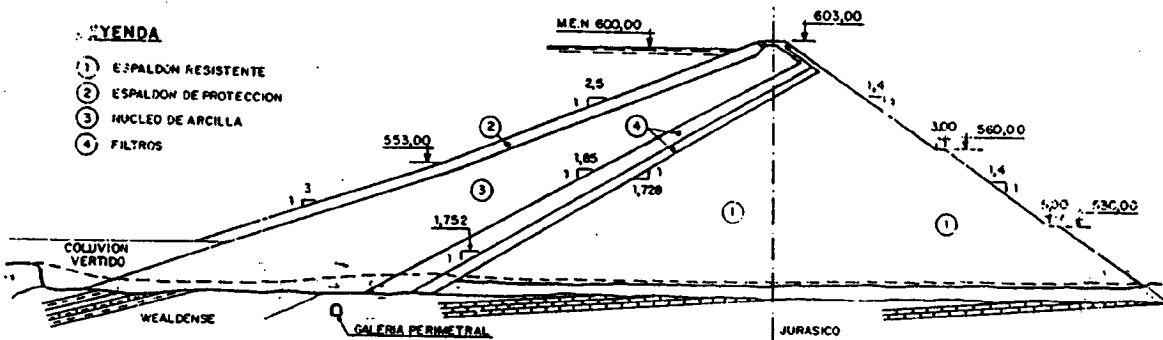
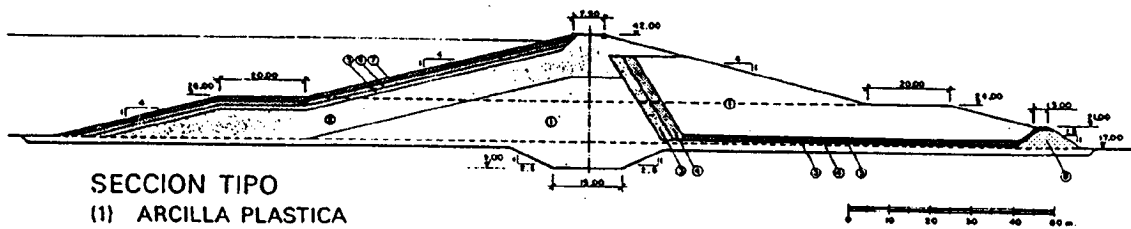


Fig. 12.19.- Sección tipo de presa con núcleo inclinado - Presa de Arenos.



- SECCION TIPO**  
 (1) ARCILLA PLASTICA  
 (2) ARCILLA MENOS PLASTICA  
 (3) FILTRO  
 (4) FILTRO GRUESO  
 (5) TRANSICION  
 (6) TRANSICION GRUESA  
 (7) ESCOLLERA DE PROTECCION  
 (8) DRENAJE

Fig. 12.20.- Sección compleja de la Presa de Barbete.

### 12.4.2 Problemas especiales de las pruebas de materiales sueltos

#### a.- Estabilidad

Como se ha dicho toda presa debe ser estable frente al empuje del agua que almacena. En esta tipología, este concepto no se refiere solamente a la estabilidad global de la presa, sino también a la estabilidad de los taludes con que se construye la misma.

El problema es análogo al que se da en taludes de otras obras de tierra, los métodos de cálculo son idénticos y por ello no se entra en el detalle de los mismos en este apartado. Únicamente se hacen las siguientes observaciones:

- Se deben tantear hipotéticas líneas de rotura no solamente circulares sino combinadas a favor de los contactos entre núcleo y filtros, en su caso, o a través de las zonas de mínima resistencia.
- Se deben considerar las hipótesis de desembalse rápido.

El fenómeno de desembalse rápido se produce en las épocas en las que en función de su uso el agua desciende de nivel en el embalse a una velocidad mayor que la que permitiría la disipación de presiones intersticiales en los materiales que componen la presa. El agua intersticial queda "colgada" en los poros del suelo y proporciona una situación desfavorable desde el punto de vista de estabilidad. Lógicamente, cuanto más impermeables son los materiales peor es la situación, ya que el drenaje del agua intersticial se produce de forma más lenta. De una forma aproximada se puede valorar la sensibilidad frente al desembalse rápido con la siguiente tabla (Sherard et al 1.967).

<u>Permeabilidad</u>	<u>Condición</u>
menor que $5 \times 10^{-7}$ cm/s	No disipa presiones
hasta $5 \times 10^{-6}$ cm/s	Hay alguna disipación
hasta $5 \times 10^{-5}$ cm/s	Hay disipación apreciable
más de $5 \times 10^{-5}$ cm/s	Hay disipación completa

Algunos órdenes de magnitud e ideas relativas a los taludes de diseño de este tipo de presas son los siguientes:

- Los taludes pueden oscilar entre 2H/1V y 4H/1V en la mayoría de los casos en función del tipo de material constituyente de la presa y del cimiento de la misma.

- Con espaldones resistentes de roca excelente y angulosa se pueden forzar los taludes hasta 1.5H/V.
- El talud de aguas arriba suele ser más tendido que de aguas abajo.
- En presas de altura superior a 30 m se pueden diseñar con taludes variables, dejando bermas cada cierta altura.

En presas de altura importante debe prestarse también atención a las sobrepresiones intersticiales asociadas con la construcción al ir aumentando la sobrecarga de tierras. Deben realizarse los oportunos cálculos de estabilidad adoptando hipótesis razonables sobre el porcentaje de la tensión vertical total retenido por el agua en los poros del suelo (parámetro  $u/g_v$ , función de la permeabilidad del suelo). Si no se consigue un coeficiente de seguridad mínimo de 1,x, el diseño debe incorporar elementos de disipación de presiones como capas drenantes horizontales.

Otros problemas ligados a la estabilidad de la presa son los relativos a los daños superficiales producidos por el oleaje debido al viento en embalses de gran longitud o fetch, que pueden acabar por dañar los espaldones mediante lavado y remoción de tierras. Para evitarlo, en presas no de escollera, se recubre el talud de aguas arriba con un manto de algunos centímetros de espesor de material granular de tamaño medio, tipo gravas gruesas, conocido en términos de presa como rip-rap.

#### b.- Fracturación Hidráulica y Fisuración

Las presas de materiales sueltos con distintas zonas y especialmente las del núcleo vertical pueden ser susceptibles de experimentar el fenómeno conocido como *fracturación hidráulica*.

En este tipo de presas debido a que los materiales que componen el núcleo, filtros y espaldones tienen características muy diferentes, es posible que el núcleo tienda a asentar relativamente más que los espaldones, por la mayor rigidez de estos. Si el núcleo es estrecho puede quedar "colgado" por efecto arco entre ambos espaldones disminuyendo considerablemente su presión efectiva vertical que resulta ser mucho menor que la correspondiente carga de tierras. Cuando después de la construcción se procede al llenado y se establece la red de corriente en el núcleo, es posible que en algunas zonas de este la presión hidrostática del agua sea de magnitud análoga a la

presión efectiva existente. En estas zonas el agua puede por tanto romper el material núcleo y originarse fisuras a través del mismo.

Este problema, si bien no es estrictamente de índole geológica, sino relacionado preferentemente con el diseño y la puesta en obra del material del núcleo, se cita porque tiene también que ver con el tipo de material y con las características del mismo.

Como se verá en el apartado de estudios de materiales existen ciertos grupos de suelos impermeables que tienen más susceptibilidad a este tipo de problemas.

La causa anteriormente citada no es la única que puede producir fisuración en el núcleo. A parte de ella cualquier deformación diferencial en el seno del mismo puede ser causa de que se desarrollen grietas o fisuras, especialmente si el material que constituye el núcleo no tiene la suficiente flexibilidad como para acomodarse a la deformación impuesta.

Esta última condición está íntimamente relacionada con la naturaleza del material y con el proceso de puesta en obra. Aclaremos este punto.

Como es sabido, para una cierta energía de compactación, existe una humedad - denominada humedad óptima - que produce la máxima densidad del suelo compactado.

Normalmente, para buscar la máxima resistencia, los suelos se compactan cerca del nivel de humedad que proporciona la mayor densidad.

Si se compactan con humedades mayores a la óptima surge el problema de que durante la compactación se generan altas presiones intersticiales en el agua de suelo, lo que puede dar una desfavorable situación de inestabilidad, por ello, la compactación se suele realizar algún punto (en tanto por ciento) por debajo de la humedad óptima.

En estas condiciones ciertos suelos quedan con una estructura muy frágil, poco plástica, que no soportan una cierta deformación sin fisurarse.

Los materiales más propicios a desarrollar esta problemática son los limos finos, de granulometría uniforme, con baja plasticidad, así como algunas arcillas de baja plasticidad.

En el otro extremo se encuentran las arcillas de alta plasticidad en las que difícilmente se dan estos problemas.

En el apartado de estudio de materiales se profundizará más en los tipos de suelos susceptibles de fisuración.

Además de las fisuraciones generadas en el cuerpo de la presa por la diferente deformabilidad entre el núcleo y los espaldones, hay diversas circunstancias en que pueden producirse problemas de este tipo en distintas zonas de la presa.

Normalmente se trata de fisuras debidas a deformabilidad diferencial de la presa por la geometría de la cerrada, generándose tracciones que no son resistidas por el suelo compactado. En las figs. se dan algunos ejemplos (S. Uriel xxxx). Este problema se planteó por ejemplo en la presa de Canales (Granada), disponiéndose un "armado" de la parte superior de la misma mediante geotextiles.

Por último, citar que la fisuración puede darse también en los contactos con obras de fábrica, debido en estos casos a dificultades de compactación en estos puntos y a problemas de asientos diferenciales por heterogeneidad de comportamiento entre unas zonas y otras.

#### *c.- Tubificación o sifonamiento*

En literatura técnica anglosajona se le denomina "piping". Se trata de un fenómeno estructuralmente ligado a la mineralogía del suelo y a la química del agua embalsada, por el cual una filtración en un

punto localizado puede ir agrandando hacia aguas arriba el camino del agua, degenerando en un "tubo" de grandes dimensiones que puede provocar la rotura total del núcleo. No todos los suelos son susceptibles de experimentar este fenómeno, en algunos la filtración no es capaz de engrosar su propia vía de agua, solo en aquellos conocidos como *dispersivos* se da con claridad el fenómeno citado.

Como se verá adelante existen una serie de parámetros de identificación que permiten sospechar si un suelo tiene características dispersivas, no obstante es muy utilizado el ensayo denominado Pin-hole que consiste en hacer pasar agua a través de un agujero de pequeñas dimensiones en una probeta de suelo, observándose si sale limpia, claramente turbia y con material disuelto, o si simplemente sale con un poco de turbidez. El ensayo permite clasificar al suelo con dispersivo, no dispersivo o dudoso.

Es conocida la rotura de la presa de Teton (Idaho, 1976), en la cual se observó una pequeña mancha de humedad, aguas abajo, que fue aumentando a lo largo de los días hasta proporcionar una pequeña filtración. En el interior del núcleo, sin embargo, se había creado un túnel de grandes dimensiones (2 m de diámetro por 10 m de largo) que en un momento dado cedió produciendo un asiento súbito en esa zona de la presa, la cual se vació completamente en cuestión de horas.

Este problema también puede caracterizarse como una *erosión interna* del material debido a las altas velocidades asociadas a gradientes importantes en zonas de alta permeabilidad, bien por condiciones granulométricas o por defectos de puesta en obra. En la fig. se aprecian zonas de una presa donde por dificultades de compactación o reducción de tensiones verticales es posible la aparición de estos fenómenos.

También es típico este problema en los contactos entre secciones de presa realizadas en hormigón y las construídas con materiales sueltos, con el reciente ejemplo de la Presa de Tous (Foto). Se conocen también muchas presas en que la erosión se produjo a lo largo de conductos alojados en el cuerpo de las mismas (por ejemplo conductos de toma y desagüe), por deficiente compactación del relleno en torno a los mismos o por fugas al abrirse las juntas o fallar su estanqueidad.

#### 12.4.3 Estudios de materiales

En presas de materiales sueltos es básico efectuar un estudio de materiales que sea acorde con la problemática supuesta en apartados anteriores. De hecho, la sección de la presa debe adaptarse a los materiales disponibles en calidad y cantidad, siendo frecuente el caso en que una incorrecta cubicación de los yacimientos ha llevado a cambiar el tipo de presa o a incrementos de coste por mayores distancias de transporte.

Por ser el núcleo la pieza clave de este tipo de presas y por tener una problemática especial, nos vamos a referir concretamente a las propiedades que deberían tener los materiales usados en su construcción.

En resumen las propiedades deseables serían:

- Una cierta resistencia. Si bien no es condición excluyente ya que se puede compensar con alteraciones de diseño de la presa (ejemp.: aumentando los espaldones resistentes).

- Deformabilidad dentro de ciertos límites. Si son muy rígidos pueden fisurarse. Si son muy deformables puede hacer despegues de los espaldones o zonas de transición.
- Impermeabilidad. Se comprende que es una condición imprescindible si bien puede variar entre ciertos límites. Middlebrooks (1930) clasificó los suelos en función de su permeabilidad como:

Suelos impermeables	$k < 10^{-6}$ cm/s
Suelos semi-impermeables	$k$ de $10^{-6}$ a $10^{-4}$ cm/s
Suelos semi-permeables	$k$ de $10^{-4}$ a $5,1^{-3}$ cm/s
Permeables	$k$ de $5,1^{-3}$ a $5,1^{-2}$ cm/s
Muy permeables	$k$ de $5,10^{-2}$ cm/s

En núcleos de presa no deberían usar suelos con permeabilidad mayor de  $10^{-5}$ , aunque siempre se puede combinar menor permeabilidad con núcleo más estrecho y viceversa.

- Resistencia a la fisuración. Para lo cual también se tendrá en cuenta la tabla 12.4.
- Resistencia a la tubificación. Para lo cual se tendrá en cuenta la tabla 12.4.

Dicha tabla está obtenida de datos de Sherard et al. En cualquier caso la elección de un material determinado siempre supone una elección de compromiso entre las necesidades expuestas y las características del mismo.

Por ejemplo, una arcilla de alta plasticidad será probablemente muy impermeable, poco susceptible de fisuración o tubificación, pero tendrá en su contra una alta deformabilidad, baja resistencia y quizá problemas prácticos de puesta en obra.

Un limo fino de baja plasticidad será probablemente impermeable, de resistencia media y compresibilidad baja, y sin embargo será muy sensible a fisuración y/o tubificación.

Una grava arenosa con finos plásticos será resistente, fácil de poner en obra, no muy deformable, resistente a fisuración y tubificación, y quizá no muy impermeable o algo permeable.

Por ello, la disponibilidad de materiales condicionará en muchos casos la tipología de la presa de materiales sueltos y su diseño, pudiendo inclinar el mismo hacia presas de tipo homogéneo, heterogéneo,

grosos de núcleo, espesores de zonas de transición, localización de drenes, etc.

En la bibliografía citada se puede profundizar más en cualquiera de estos aspectos, recomendándose especialmente el libro de Sherard et al. "Earth and Earth - rocks dams".

Por lo que respecta a las *escolleras* se han buscado tradicionalmente rocas sanas, no friables ni meteorizables, no lajosas, suficientemente bien graduadas, con menos del 15% inferior a 2 mm, y de elevado rozamiento interno. En la Tabla 12.5 (Marsal y Resendiz, p. 262) se indican algunos criterios para la selección de escolleras.

Debe observarse que las condiciones granulométricas son imposibles de establecer a partir de las prospecciones habituales (sondeos) de canteras, siendo necesario realizar *voladuras de prueba* para conocer los tamaños y fragmentación alcanzables con distintos esquemas y cargas. Frecuentemente estas pruebas, al igual que las de puesta en obra y compactación se realizan una vez iniciados los trabajos de construcción.

En los últimos tiempos existe una tendencia cada vez mayor al empleo de materiales marginales o de baja calidad, aceptando salvo excepciones los disponibles en la zona. En la revisión realizada por Justo et al. (1986) se citan presas realizadas con lutitas, argilitas, esquistos micáceos, pizarras lajosas, areniscas friables y rocas más o menos alteradas. En principio

Tipo de material	Tipo de suelo	Clasificación de Casagrande	Resistencia a la fisuración compactadas del lado seco	Resistencia a la tubificación	Consecuencia de un mal control de compactación
I	Arenas y gravas con finos plásticos. IP = 8 - 15 % arcilla 5-30	SC, SM GC, GM	Resistencia alta. Solo se pueden fisurar bajo condiciones extremas.	Resistencia intermedia. Se puede aumentar con compactación alta y cuando los finos están cerca de IP = 15	Escasa.
II	Arenas y gravas con finos no plásticos. IP = 0-8 % arcilla 0-15	GM y SM	Resistencia media. Se puede mejorar con compactación pesada.	Resistencia media o baja mejorable con compactación pesada.	Riesgo medio de que se den fallos por fisuración. Más probable por tubificación.
III	Finos inorgánicos y limos arenosos de baja compresibilidad IP = 1-10 % arcilla 0-25	ML ML-SC ML-SM ML-CL	Poca resistencia gran susceptibilidad.	Si están bien graduados e IP 6 la resistencia es media. Si con uniformes e IP 6 la resistencia es mínima.	Riesgo muy alto.
IV	Limos inorgánicos y arcillas de plasticidad media IP = 10 a 25 % arcilla 10-40	CL ML	Resistencia baja y la mayor susceptibilidad si IP 15 y $D_{50}$ 0,02 mm	Resistencia alta si IP 15.	Riesgo mayor de romper por fisuración y en algunos casos por tubificación.
			Resistencia aceptable si IP 15 y $D_{50}$ 0,02 mm, aunque pueden ser materiales muy deformables.	Resistencia alta si IP 15.	Escasa.
V	Arcillas inorgánicas de alta plasticidad. IP = 25 a 40 % arcillas = 30	CH CL-CH	Muy alta resistencia. Materiales muy deformables.	Resistencia muy alta y poco afectada por compactación débil.	Muy escasa.

cualquier material no evolutivo es utilizable si, a partir de los oportunos ensayos de resistencia, deformabilidad y permeabilidad se establece un diseño adecuado y se especifican correctamente las condiciones de puesta en obra.

## 12.5. ESTUDIOS PREVIOS, RECONOCIMIENTOS Y ENSAYOS

Como cualquier otra estructura el proyecto de las presas debe ir precedido de diversos estudios de tipo geológico. Frecuentemente se hacen estudios de viabilidad encaminados a la *selección de emplazamientos*, analizando en una determinada zona las cerradas existentes y los embalses que pueden conseguirse en

cada una de ellas. Estos estudios suelen hacerse a partir de fotogeología, reconocimientos de campo y eventualmente un número limitado de prospecciones, generalmente encaminadas a determinar potencias de aluviales, profundidad de la roca y condiciones de permeabilidad.

Una vez seleccionada la cerrada mas idónea se procede a los estudios de detalle, los cuales suelen comprender:

- 1) Cartografía geológica de detalle de la cerrada a escala 1/xxx y del vaso a escala 1/xxx. (ver Pliegos)



- 2) Prospecciones en el eje de la futura presa y en las secciones transversales mas significativas, así como en las estructuras auxiliares (aliviadero, túnel de desvío, central, torre de toma, etc.) si bien estas últimas no suelen estar definidas hasta las últimas fases del proyecto.

Normalmente se utilizan sondeos mecánicos separados no mas de 50 m, con un mínimo de 5 por cerrada. La longitud debe ser suficiente para definir correctamente el sustrato de apoyo y la zona de eventuales tratamientos, recomendándose valores no inferiores a la altura de agua en cada punto.

- 3) Perfiles geofísicos, de tipo sísmico o eléctrico para correlacionar los sondeos anteriores, separar las distintas calidades de roca y permitir una estimación indirecta de los módulos de deformabilidad.
- 4) Galerías de reconocimiento para observar rocas, contactos o accidentes de difícil testificación, así como para tomar muestras de calidad para su ensayo en laboratorio.
- 5) Pruebas y ensayos in situ, generalmente para determinar propiedades mecánicas a gran escala. Suelen hacerse en excavaciones ex profeso o en las galerías antes mencionadas. Los ensayos mas típicos son los de corte sobre bloques tallados en la roca de cimentación y los de deformabilidad mediante placas accionadas por gatos contra las paredes de la galería o poniendo en presión

hidráulica tramos estancos de galería.

Los sondeos sirven para una determinación precisa de la estratigrafía y estructura de la cerrada así como para establecer

- la calidad de la roca a través de índices como el RQD
- la permeabilidad del macizo, mediante ensayos Lugeon o similares
- características geomecánicas, por medio de ensayos in situ (p. ej. dilatómetros), geofísica de sondeo (ensayos cross-hole o down-hole), etc.
- propiedades diversas, a través de diagráffas, tomografías, etc.

Comentaremos con mas detalle algunos de los ensayos mas específicos utilizados en el proyecto de presas.

#### a.- Pruebas de permeabilidad. Ensayo Lugeon

De los diversos ensayos de permeabilidad que se pueden efectuar a presión en un sondeo, el de mayor utilización es el Lugeon, por lo que habitualmente se habla de "tantos lugeones de permeabilidad".

Un *lugeon* es el caudal de agua que admite el terreno de prueba (l/m/min) efectuados a una presión de  $10 \text{ kp/cm}^2$ , y viene a equivaler a una permeabilidad de terreno de  $10^{-5} \text{ cm/s}$ , que como se ha visto viene a marcar la difusa frontera de lo permeable a lo impermeable.

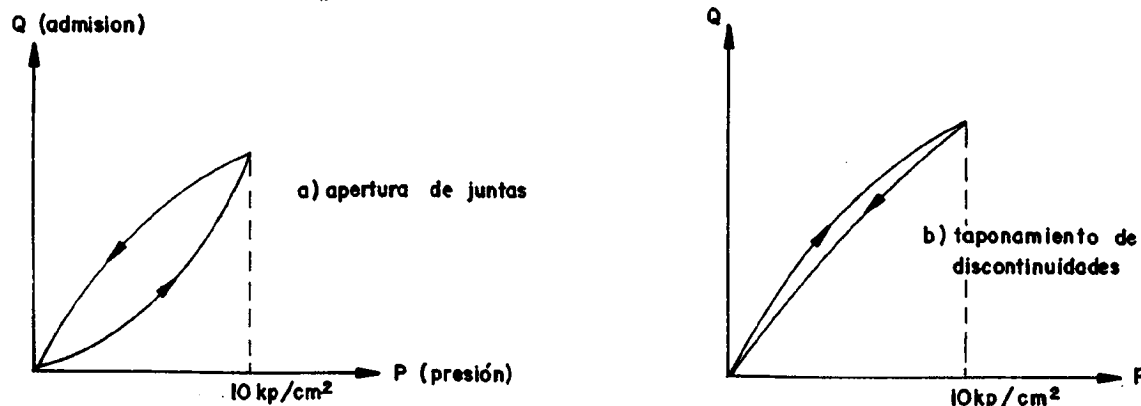


Fig. 12.20.- Curvas de ensayos Lugeon.

Según el propio Lugeon (1933) una roca de menor admisión de un Lugeon puede considerarse impermeable y compacta, necesiéndose inyectar cuando presenta valores superiores a estos.

Otra cuestión es como se realiza en la práctica este ensayo. Normalmente se bloquéa un tramo de 5 m de longitud sobre el que se efectúa el ensayo. Se va dando presiones sucesivas hasta llegar a los 10 kp/cm<sup>2</sup>, por ejemplo 0,25/0,50/1/2,5/5/10 kp/cm<sup>2</sup>, midiéndose simultaneamente los caudales admitidos. Después se disminuye la presión midiendo igualmente los caudales. En función de los resultados obtenidos que se pueden llevar a unas curvas presión-caudal, es posible juzgar sobre el estado de roca y su comportamiento bajo la filtración de agua bajo presión (fig. 12.20).

En ocasiones la roca "rompe", abriéndose sus fisuras o incrementando su permeabilidad, lo que da una incurvación hacia arriba de la curva de admisión. Si la apertura es elástica al disminuir la presión las admisiones tienden a ser parecidas a las de la rama de carga. Si las deformaciones son permanentes la permeabilidad aumenta y las curvas de carga y descarga no siguen el mismo camino.

En otras ocasiones el agua de inyección arrastra rellenos de las juntas, comprimiéndolos y disminuyendo la permeabilidad, en estos casos la curva presión admisión se puede incurvar hacia abajo, admitiendo menos agua en la rama de recarga que en la de carga.

En un ensayo ideal la curva debería ser lineal, de pendiente uniforme y coincidentes las rampas de carga y descarga. En la práctica esto no es así debido a las razones supuestas.

En cualquier caso es recomendable hacer este tipo de ensayos bajo estricta supervisión, para evitar interpretaciones erróneas a la fracturación hidráulica del medio rocoso, especialmente cuando los ensayos se efectúen a pocos metros de la superficie.

#### b.- Grandes ensayos de corte

En apartados anteriores ha quedado claro que un punto de gran interés es el que se refiere al rozamiento del hormigón con la roca, ya sea en cimientos de presa de gravedad o estribos de presa bóveda, o incluso al rozamiento de discontinuidades o fallas desfavorablemente orientadas.

Con idea de averiguar el valor de este

parámetro, a veces fundamental para el proyecto de la presa, se han abordado ensayos de grandes dimensiones en muchas presas en todo el mundo.

En ocasiones los ensayos de corte consistían en empujar grandes bloques de hormigón sobre el futuro cimiento, en otros casos los ensayos se efectuaban sobre bloques tallados de roca procurando respetar las discontinuidades de interés.

Las principales variaciones en este ensayo se refieren a las dimensiones del bloque y a la forma de aplicar la carga vertical, la cual puede hacerse mediante lastre, gatos apoyados contra el techo de una galería o anclajes profundos (fig. 12.21).

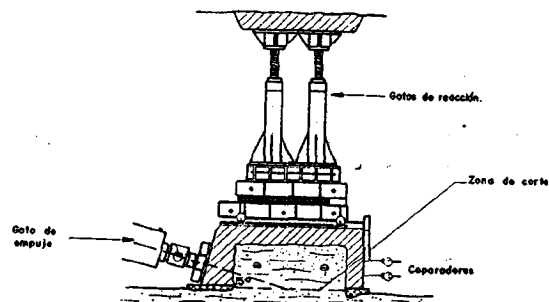


Fig. 12.21.- Esquema típico de ensayo de corte en galería.

Seguidamente se citan dos casos de ensayos de este tipo a fin de familiarizar al lector con los mismos.

El primer ensayo es el de la presa de Krasnoyarsk en Rusia, llevado a cabo entre 1964 y 1966.

Se trata de una presa de gravedad de 100 m de altura cimentada sobre granitos altamente fisurados, buzando ligeramente hacia aguas abajo entre 7° y 20°, situación obviamente desfavorable desde el punto de vista de estabilidad.

Se tallaron dos bloques de grandes dimensiones (8 x 12 x 7 m). Uno de ellos se inyectó con mortero de cemento. El otro se ensayó en estado natural. Se pretendía así comprobar el efecto de la inyección como mejora del cimientó.

Seguidamente se zuncharon con una cascara de hormigón dejando libre la zona de corte (de 80 a 100 cm).

La sobrecarga se dió mediante bloques de hormigón, llegando hasta 7.000 t, lo que significaba una carga unitaria media superior a 7 kp/cm<sup>2</sup>.

El empuje llegó a ser de hasta 11.000 t inclinado 15° con la horizontal.

Se midieron fuerzas y desplazamientos, tanto horizontales como verticales, observándose la variación del rozamiento con el desplazamiento de los bloques.

Se midieron desplazamientos de hasta 8 cm.

Se obtuvieron rozamientos comprendidos entre

1,38 y 1,59 en el bloque sin inyectar y entre 1,49 y 1,62 en el bloque inyectado, expresados en tangente del ángulo de rozamiento (Evdokimov y Sapequin 1966).

El segundo ensayo referido corresponde a la presa de Canalles en el río Noguera Ribagorzana. Es una presa de bóveda de 150 m de altura cimentada sobre calizas que buzcan unos 40° hacia aguas arriba. En sentido del río, por decompresión, se abren juntas prácticamente verticales que están rellenas de arcillas. Hacia el nivel del río, 80 cm en profundidad, las juntas están prácticamente cerradas.

Para conocer la resistencia al corte en la zona del estribo derecho se efectuaron tres ensayos de resistencia al corte sobre bloques de roca tallados con dimensiones de 1 m x 1 m, en sendas galerías excavadas a cotas 420, 465 y 510 m. Las discontinuidades a ensayar estaban rellenas de la mencionada arcilla.

En la figura adjunta puede verse el esquema de ensayo seguido.

Los resultados obtenidos en los tres ensayos mencionados fueron de 27°, 38° y 35° con cohesiones respectivas de 0,68 kp/cm<sup>2</sup>, 0,78 kp/cm<sup>2</sup> y 8,2 kp/cm<sup>2</sup> (Santiago Uriel).

Ni que decir tiene que plantear la ejecución de este tipo de ensayos, planificarlos y llevarlos a cabo, suponer grandes dificultades de todo orden, económicas y técnicas, precisándose asimismo el auxilio de grandes medios de obra para su sujeción. Por ello solo se suele llevar a cabo en casos muy justificados.

Actualmente existe bastante controversia sobre la necesidad de ensayos de grandes dimensiones en el caso de rocas blandas o de grano fino, milonitos arcillosos, etc. ya que el efecto de escala es poco importante. Muchas veces es mas interesante y mucho mas barato realizar ensayos de laboratorio en aparatos de corte de 10 x 10 cm<sup>2</sup> a 30 x 30 cm<sup>2</sup> y aplicar después correcciones para grandes superficies.

Por otra parte, en las rocas de textura gruesa o con accidentes muy marcados estos ensayos resultan de escasa representatividad incluso en dimensiones superiores a 1 m<sup>2</sup>.

#### c.- Galerías de inspección

Constituyen un método de investigación del cimiento casi exclusivo de las presas, por observación directa del terreno. Aunque las dimensiones son muy variables, suelen adoptarse secciones de 2 a 3 m de ancho por 2,50 a 3,50 m de altura.

Las ventajas de estas galerías son evidentes y se pueden efectuar todo tipo de levantamientos estructurales del medio rocoso sin los inconvenientes de la investigación puntual, se pueden observar los grandes accidentes geológicos del terreno, las filtraciones de agua, etc.

Dichas galerías se pueden utilizar también para la realización de ensayos en su interior, como los citados en este apartado, tomas de muestras en rellenos de discontinuidades, etc.

En ocasiones las galerías de inspección pueden llevarse a cabo con las finalidades citadas si bien formando parte de las galerías de drenaje definitivas de la futura presa. Asimismo cuando se trata de una galería para inspección de una falla puede servir para llevar a cabo posteriores labores de tratamiento de la misma, inyecciones de consolidación, ejecución de

enclavamientos, etc.

#### d.- Ensayos geofísicos

En otros capítulos se detallan sus detalles de ejecución y características de este tipo de ensayos. En este apartado solo se pretende resaltar aquellos que son más utilizados en ingeniería de presas y las razones por las que esto es así.

Con gran profusión se emplea la sísmica de refracción, con los habituales perfiles que reflejan la velocidad de propagación de las ondas de compresión en profundidad. Siendo un ensayo que no está directamente relacionado con ninguna de las propiedades geotécnicas de interés del terreno, o si lo está es a través de correlaciones empíricas poco fiables. Es muy utilizado por su sencillez, economía, facilidad de ejecución, porque permite extrapolar los datos puntuales de investigación de sondeos a superficies de excavación completas y sobre todo porque permite efectuar estimaciones relativas de la competencia del cimiento entre unas zonas u otras, permitiendo detectar aquellas zonas que están alteradas o fracturadas en profundidad, sobre las que habrá que llevar a cabo labores de consolidación como las expuestas en el apartado 12.6. Ya ha quedado claro, por todo lo visto en este capítulo, que a menudo no es lo más importante conocer los valores absolutos de los parámetros de interés del terreno, como el módulo de elasticidad, sino los valores relativos entre distintas zonas, que podrían dar lugar en un asentamiento heterogeneo a la presa. Este tipo de fenómenos si son detectables con este sistema y es por ello que es bastante utilizado.

En esta misma línea se encuentran otros ensayos algo más complicados de ejecución e interpretación como son los de tipo cross-hole y down-hole.

Permiten obtener los módulos de deformación y de Poisson dinámicos del terreno y por tanto empiezan a proporcionar información sobre las características deformacionales del terreno de una forma más cuantitativa que la simple sísmica de refracción.

Para su ejecución se necesita disponer de una perforación vertical, en el caso de down-hole, y de al menos dos - mejor tres - en el caso de cross-hole, por lo que se pueden aprovechar parte de los sondeos normales de investigación a este fin.

En cualquier caso son ensayos de ejecución delicada que requieren personal experto para su realiza-

ción. Para que resulten fiables se deben comprobar la verticalidad de los sondeos y se deben inyectar las paredes de los mismos. Por estas razones son unos ensayos relativamente poco utilizados pero que tienden a serlo cada vez más.

## 12.6. MEJORAS DEL TERRENO

### 12.6.1 Inyecciones de consolidación

La roca en superficie puede encontrarse con las fisuras abiertas o incluso dañadas por el proceso de excavación mediante voladuras. Para mejorar esta situación es habitual efectuar una inyección de lechada de cemento en los fondos de excavación, que tiene dos efectos:

- 1.- Reducir la deformación no reversible producida por el cierre de fisuras bajo carga.
- 2.- Aumentar la rigidez del cimientto, incrementando su módulo de elasticidad.

Esta inyección se extiende en planta a todo el cimientto de la presa y no es demasiado profunda, por ejemplo 5 a 10 m. Se trata de un cosido superficial que trata de sellar la roca e impermeabilizar el contacto hormigón roca. Para que su ejecución se pueda llevar a cabo es necesario que las fisuras de la roca estén algo abiertas, ya que la lechada debe entrar bajo una presión moderada a fin de no dañar la estructura de la roca.

La apertura mínima de fisuras que permite una inyección de cemento se estima en torno a 0,2 mm. Con esta apertura y con separaciones entre fisuras de 1 m la permeabilidad media del macizo rocoso se puede estimar del orden de 50 unidades Lugeon. Esta cifra da una idea de que pretender inyectar rocas con permeabilidades inferiores a la citada puede ser muy difícil y solo factible mediante inyecciones no de cemento sino de resinas o geles.

Por otra parte hay que comentar que pocas veces se puede comprobar cual ha sido el resultado de la inyección, y cual la situación de rigidez del cimientto mejorado con respecto al cimientto sin inyectar.

En la práctica es muy habitual efectuar las inyecciones de consolidación, quizá porque aunque no se comprenda muy bien cuales son sus efectos y cual es la mejora introducida en el terreno, produciendo una notable homogeneización de las condiciones del cimientto, uniformizando las áreas de peores condiciones

mecánicas del mismo.

### 12.6.2 Inyecciones de impermeabilización y drenaje

Como se citó en el apartado b del punto 12.2.2, las filtraciones producen una serie de problemas relacionados con las subpresiones que generan en el cimientto de la presa, por las pérdidas de agua y por los daños erosivos que pueden producirse.

A fin de disminuirlas se colocan pantallas de inyecciones con taladros en una o varias filas, con profundidades importantes, del orden de 50 m o incluso más. La pantalla impermeabilizante se sitúa en el pie del paramento de aguas arriba.

Aunque lo habitual es utilizar lechadas de cemento, con dosificaciones diversas, también pueden contemplarse otros tipos de mezclas (ver Tabla 12.6, Nonveiller p. 82). Cuando se trata de rellenar cavidades o conductos kársticos es necesario recurrir a productos espumantes o expansivos o al relleno previo con elementos gruesos inertes.

La inyección suele hacerse por tramos, en función de las permeabilidades observadas en las pruebas de sondeo (diagramas de banderas). Para ello se utilizan los denominados tubos-manguito y mas raramente tubos abiertos por su extremo inferior que se van extrayendo a medida que progresa la inyección.

Las presiones de inyección deben ser lo mas altas posibles para favorecer la penetración de la lechada

pero sin alcanzar la rotura hidráulica del terreno ni el levantamiento del mismo. Una regla usual aconseja no superar los 0,25 kp/cm<sup>2</sup> por metro de profundidad.

La separación entre taladros y el número de filas suele establecerse por aproximaciones sucesivas. En una primera fase se establecen separaciones entre 1,50 y 3,00 m, inyectando de forma alterna y controlando las admisiones. Como criterio respecto a la importancia de las mismas puede seguirse el de la Tabla xxx (Nonveiller p. 75). En fases siguientes se incrementa la inyección intercalando nuevos taladros o reinyectando los iniciales en las zonas donde las admisiones indiquen permeabilidades no admisibles. Normalmente es difícil conseguir una estanqueidad aceptable con una sola fila de taladros.

En principio puede pensarse que con estos tratamientos esta solucionado el problema. Sin embargo esto no suele ser así. Ya se ha comentado que a veces es difícil inyectar ciertas rocas (cuando están poco fisuradas), otras veces aunque se puedan inyectar es difícil conseguir una estanqueidad perfecta.

Además, aunque las filtraciones sean pequeñas en caudal, las subpresiones pueden ser importantes. Por ello la pantalla de inyección se suele utilizar simultáneamente con una red de drenaje colocada por detrás de la misma. De esta forma se consiguen disminuir las filtraciones y disminuir las subpresiones simultáneamente.

Algunos criterios prácticos en relación con estas cuestiones son los siguientes (ICOLD, 1973).

- En rocas poco fisuradas de baja permeabilidad (menor que 5 unidades Lugeon), es casi imprescindible situar un sistema de drenaje y casi inútil ejecutar una pantalla de inyección.
- En rocas de alta permeabilidad (mayor que 50 unidades Lugeon) es imprescindible la pantalla de inyección, para cortar las filtraciones, mientras que el drenaje puede ser poco útil.
- En rocas de permeabilidad media (de 5 a 50 unidades Lugeon) siempre puede ser útil llevar a cabo las dos medidas conjuntamente.

En los casos en los que el drenaje juega un papel importante, es preciso controlar su funcionamiento mediante una adecuada red de piezómetros, que permitirán controlar la presión existente en cada dren y verificar adecuadamente las condiciones de subpresión en el cimientado.

Se comprobará así si la presión crece anormalmente en alguna zona de la presa o si por contra los drenes han dejado de funcionar, circunstancia frecuente por la colmatación de los mismos con partículas finas suspendidas en el agua. En estos casos es normal proceder a su limpieza o reperfusión.

No obstante, además de las consideraciones efectuadas anteriormente, existe actualmente la tendencia a controlar el comportamiento de la presa y su cimientado mediante una extensa red de piezómetros- auscultación hidráulica, invirtiendo menos dinero en pantallas de impermeabilización y condicionando su ejecución a la observación del comportamiento de la presa durante su primer llenado, pudiéndose inyectar localmente zonas que hayan relevado tener mayor problemática. (Gómez Laa, 1982, Alfonso Franco, 1982). Según los autores las ventajas de esta forma de proceder son las siguientes:

- Se ahorra en el tratamiento de la cimentación.
- Se mejoran las condiciones de seguridad de la presa.
- El control del comportamiento de la presa es más rápido.
- Es posible adquirir un mejor conocimiento del comportamiento del cimientado.

El método se ha puesto en práctica en numerosas presas de gravedad o de bóveda en España.

Lo aconsejable es proceder en cada caso en función de la tipología de la presa y la problemática del

cimiento, después de haber estudiado globalmente la situación y las circunstancias particulares del mismo. Bangrund Kartierung (Klengel 192).

## 12.7. ESTRUCTURAS AUXILIARES DE LAS PRESAS

Citaremos brevemente algunos problemas asociados con elementos complementarios de las presas.

Las *torres de toma* suelen ir ubicadas en las laderas inmediatas a la presa. Por tratarse de grandes cargas concentradas, a las que se suman fuertes momentos de viento o sismo—es necesario garantizar unas excelentes condiciones de cimentación, con escasa deformabilidad. Ello exige atravesar los coluviales y encajar el cimiento en roca sana. Frecuentemente es necesario coser o anclar la roca para prevenir deslizamientos a favor de la estratificación, bien del propio cimiento o de la ladera excavada para encajarla.

Dadas las grandes dimensiones de las torres de toma es frecuente tener que consolidar el terreno mediante inyecciones, micropilotes, jet-grouting, etc. para asegurar unas condiciones de apoyo homogéneas en cualquier dirección.

En los casos en que las tomas se ubican en el aluvial del río, la cimentación se resuelve habitualmente mediante grandes macizos de hormigón descendiendo al sustrato o a través de pilotajes de gran diámetro.

Los *túneles de desvío* plantean problemas semejantes a los de otros túneles hidráulicos, si bien suelen ser de tipo cortical (próximos a la ladera) para reducir desarrollo, lo que complica considerablemente las obras de embocadura y salida. Es importante prever los revestimientos adecuados para eliminar acciones erosivas bajo los fuertes caudales de avenida.

Los *aliviaderos* fuera del cuerpo de la presa obligan a excavaciones importantes en las laderas de la cerrada. Incluso en los casos en que estas excavaciones no suponen un debilitamiento de los estribos, es frecuente que se induzcan fenómenos de inestabilidad. Puede citarse el caso de la Presa de Arenós en el río Mijares (Castellón). (Fig. ).

Las *centrales de pie de presa* al igual que los *cuencos de amortiguación* dan lugar a excavaciones importantes en una zona de fuerte concentración de tensiones, eliminando parcialmente la resistencia pasiva que el terreno ofrece frente al deslizamiento de la presa.

## 12.8. CANALES

Como obras de trazado lineal, los canales participan de problemas análogos a los que pueden presentar las carreteras, vías férreas, etc., sobre todo en cuanto a la variedad de terrenos atravesados y por consiguiente a la múltiple problemática que es posible encontrar.

Lo que diferencia netamente a los canales de las otras obras mencionadas es que estos se construyen para alojar o transportar agua. Como normalmente todos los canales tienen fugas en algún momento de su vida puede suceder que la acción del agua en el terreno acentúe o desencadene problemas que en condiciones naturales no se deberían dar.

En términos generales se puede decir que los condicionantes que se deben tener en cuenta al abordar un estudio geológico del trazado de un canal deben ser los siguientes.

- Los terrenos atravesados deben ser "estables", lo que supone que se deben evitar las laderas inestables, deslizamientos fósiles, etc.
- Deben minimizarse los tramos en terraplén por la dificultad de asegurar una correcta compactación de los mismos.
- Incluso en canales revestidos los terrenos deberían ser impermeables, ya que en caso de roturas o fugas las pérdidas de agua podrían ser muy

importantes.

- La solera y márgenes del canal no se deberían ser dañadas por la acción del terreno subyacente.

En el primer grupo de problemas se engloban los derivados de laderas potencialmente inestables que deben ser atravesadas, así como los relacionados con la propia estabilidad de las márgenes del canal, especialmente en los casos en los que el trazado se desarrolle en trinchera. Son análogos a los tratados en otros puntos de este manual y por tanto no se desarrollan con más detalle. —

El segundo grupo se refiere a los problemas de pérdidas de agua por filtraciones en terrenos permeables. Desde el punto de vista geológico poco se puede hacer más de identificar dichas formaciones. El resto del problema queda para los técnicos involucrados en el trazado y diseño, que valorarán la conveniencia de modificar en planta el recorrido del canal o reforzado adecuadamente la sección tipo del mismo.

El tercer grupo de problemas si que se puede decir que son característicos de los canales. Las filtraciones van a parar al terreno subyacente y allí, en función de las características de este, pueden alterar su estado natural originando disoluciones, entumecimientos, etc. que ya sea por variaciones de volumen o por asentamientos pueden acabar arruinando el revestimiento del canal en su solera o márgenes, en forma progresiva.

Un caso claro es el de las arcillas expansivas, que al variar su humedad en sentido de aumentarla tienden a incrementar su volumen, abombando la solera, resquebrajándola, produciéndose nuevas fisuras, que dan nuevas entradas al agua en un proceso de deterioro paulatino.

No hay que olvidar que normalmente las arcillas de tipo expansivo, al tener una plasticidad elevada, tienen además una alta deformabilidad, por lo que en las secciones en trinchera los fondos de excavación tienden a subir debido a la descarga de tierras y pueden dar efectos similares.

En suelos de tipo colapsable, suelos limosos de estructura floja, por ejemplo, la variación en las condiciones de carga y humedad puede dar lugar a asentamientos por fallo súbito del terreno en las zonas inundadas por fugas. Con los consiguientes daños en

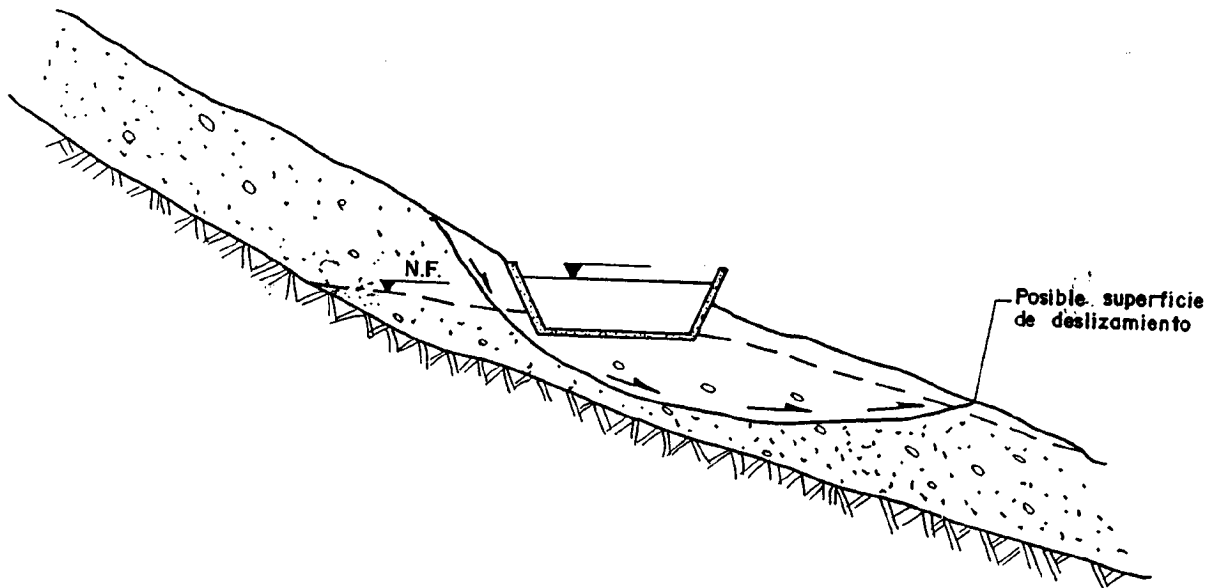
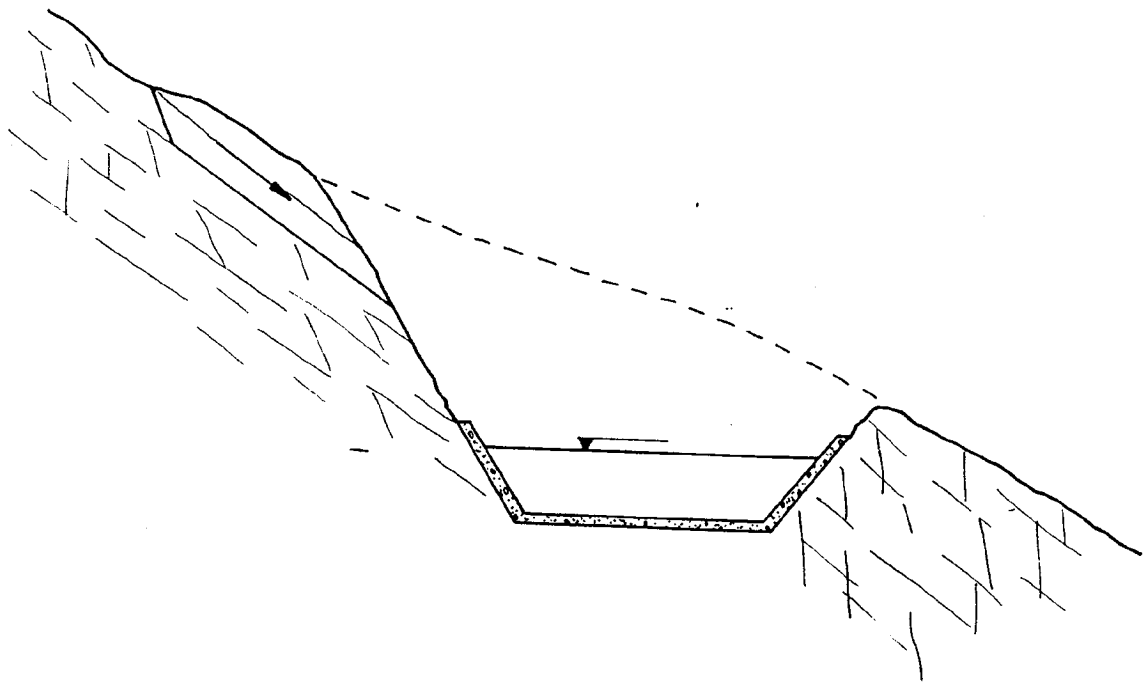
revestimientos, mayores fugas, necesidades de reparación, etc.

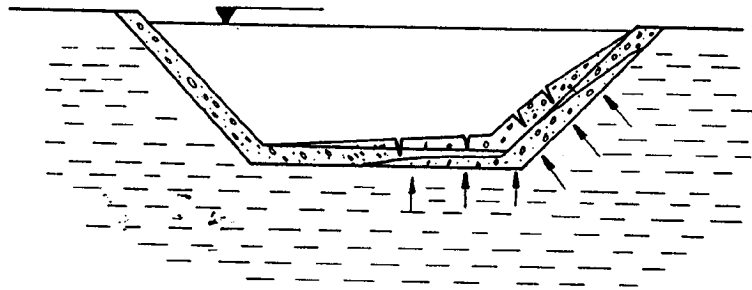
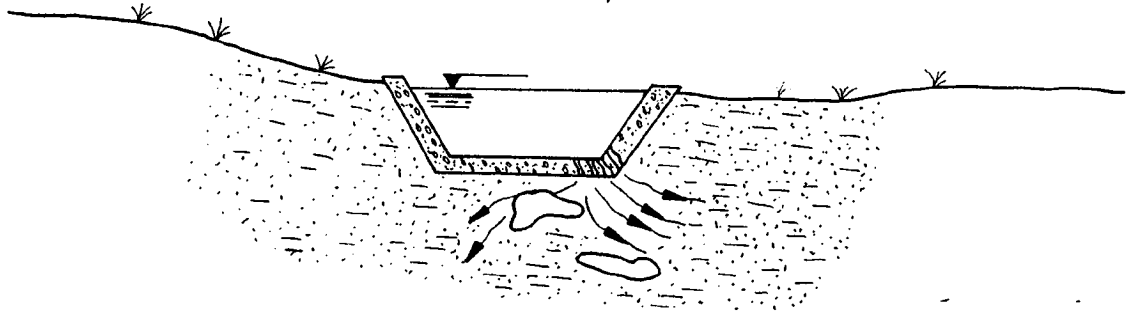
Este problema puede darse asimismo en suelos de tipo yesífero, muy abundantes en España, donde las disoluciones debidas a filtraciones pueden dar lugar a fenómenos similares a los citados.

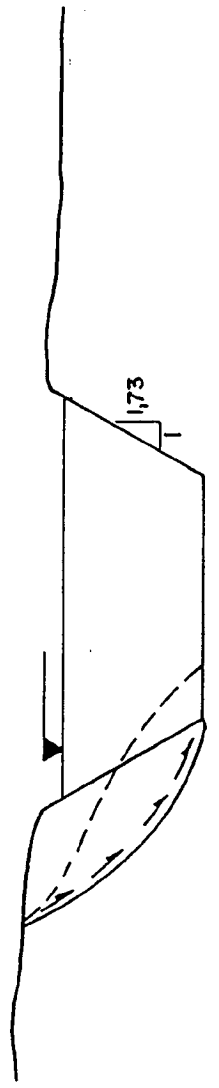
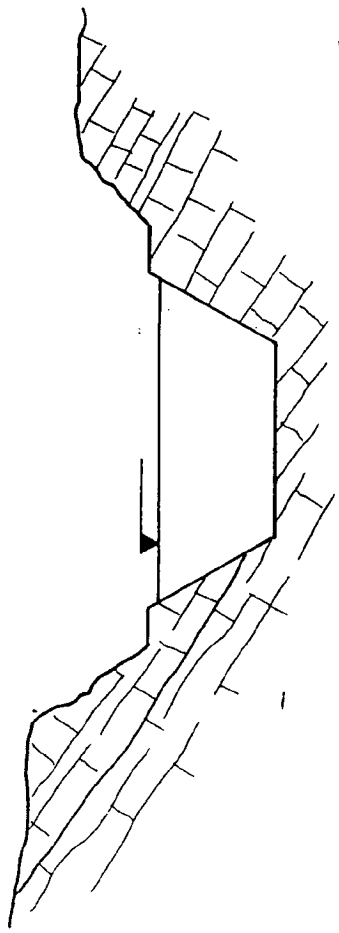
En este tipo de terrenos se tendrán en cuenta asimismo las precauciones normales de ejecución de obras de hormigón, frente a ataques de suelos o aguas yesíferas, utilización de cementos sulforresistentes, relaciones agua cemento, etc.

En las figuras adjuntas se pueden ver varios esquemas de posibles problemáticas en canales.









importantes.

- La solera y márgenes del canal no se deberían ser dañadas por la acción del terreno subyacente.

En el primer grupo de problemas se engloban los derivados de laderas potencialmente inestables que deben ser atravesadas, así como los relacionados con la propia estabilidad de las márgenes del canal, especialmente en los casos en los que el trazado se desarrolle en trinchera. Son análogos a los tratados en otros puntos de este manual y por tanto no se desarrollan con más detalle.

El segundo grupo se refiere a los problemas de pérdidas de agua por filtraciones en terrenos permeables. Desde el punto de vista geológico poco se puede hacer más de identificar dichas formaciones. El resto del problema queda para los técnicos involucrados en el trazado y diseño, que valorarán la conveniencia de modificar en planta el recorrido del canal o reforzado adecuadamente la sección tipo del mismo.

El tercer grupo de problemas si que se puede decir que son característicos de los canales. Las filtraciones van a parar al terreno subyacente y allí, en función de las características de este, pueden alterar su estado natural originando disoluciones, entumecimientos, etc. que ya sea por variaciones de volumen o por asentamientos pueden acabar arruinando el revestimiento del canal en su solera o márgenes, en forma progresiva.

Un caso claro es el de las arcillas expansivas, que al variar su humedad en sentido de aumentarla tienden a incrementar su volumen, abombando la solera, resquebrajándola, produciéndose nuevas fisuras, que dan nuevas entradas al agua en un proceso de deterioro paulatino.

No hay que olvidar que normalmente las arcillas de tipo expansivo, al tener una plasticidad elevada, tienen además una alta deformabilidad, por lo que en las secciones en trinchera los fondos de excavación tienden a subir debido a la descarga de tierras y pueden dar efectos similares.

En suelos de tipo colapsable, suelos limosos de estructura floja, por ejemplo, la variación en las condiciones de carga y humedad puede dar lugar a asentamientos por fallo súbito del terreno en las zonas inundadas por fugas. Con los consiguientes daños en

revestimientos, mayores fugas, necesidades de reparación, etc.

Este problema puede darse asimismo en suelos de tipo yesífero, muy abundantes en España, donde las disoluciones debidas a filtraciones pueden dar lugar a fenómenos similares a los citados.

En este tipo de terrenos se tendrán en cuenta asimismo las precauciones normales de ejecución de obras de hormigón, frente a ataques de suelos o aguas yesíferas, utilización de cementos sulforresistentes, relaciones agua cemento, etc.

En las figuras adjuntas se pueden ver varios esquemas de posibles problemáticas en canales.

## 12.9. BIBLIOGRAFIA

- Grumer, E. (1963). "Dam Desasters". Proc. Inst. Civ. Engrs. 24. nº 6648. 1963.
- Rock mechanics and dam foundation design. Bulletin Special du CIGB. 1973.
- Bourbonais, J. Morgenstern, N.R. (1974). "An analysis of the deformation of thee dams foundation" 3td. ICRM Denver. 1974.
- Rocha, M. (1974). "Present Possibilities of Studying Foundations of concrete Dams. Proc. 3rd. ICRM Denver, 1. (1974).

- Jaeger, C. (1965) "The Vajont silide" *Water Power* 17: 110-11, 142-4.
- Gottchalk, (1964). "Reservoir Sedimentation". *Handbook of Applied Hidrology. Mc. Graw Hill, New York. 1964.*
- Fry, A.S. (1950), "Sedimentation in Reservoirs" *Applied Sedimentation. Wiley. New York.*
- García Yagüe, A. (1973). "Terremotos y embalses" *ROP. Madrid, Agosto, 1973.*
- Pérez Sainz, A. López Arroyo, A. (1975). "Sismicidad inducida por embalses, métodos de estudio, observación y sistemas de vigilancia". *ROP, Madrid, Septiembre 1975.*
- Sherard et al (1974). "Potentially Active Faults in Dam Foundations" *Geotechnique, 24.*
- Sherard et al. (1967). *Earth and Earth Rock Dams. Wiley. New York, 1967.*
- Jiménez Salas. J.A. (1976) "Propiedades de los suelos y de las rocas" *Edit. Rueda. Madrid.*
- Evdokmov P.D. Sapequin D.D. (1966). "A Large-scale Field Shear Test on Rock". 2 md. *ICRM.*
- Uriel Romero, S. ( ). "In situ direct shear tests on irregular surface joints filled with clayey material.
- Gómez Laá, G. et al. (1982). "Verification and treatment of the permeability of foundations collected observations on a member of Spanish dans". 14th *ICGB. Río de Janeiro, 1982.*
- Alfonso Franco, Metal (1982). "The hydraulic Auscultation as a Monitoring test of dam Safety. 14th *ICGB. Río de Janeiro, 1982.*
- Legget. R. (1979). "Geology and Geotechnical Engineering" *Journal of the Geotechnycal Engineering División. ASCE. Marzo 1972. 13th Terzaghi lecture.*
- Legget, R. "Geology in Civil Engineering". *Edit. ( ).*
- Bell, F. "Engineering Geology and Geotechnics. *Edit. Newmes. Butterwoths.*
- Krymine, P. y Judd, W. "Principles of Engineering Geology and Geotechnics". *Mc. Graw-Hill Book Company. INC, 1957.*

## CAPITULO 13

### INGENIERIA GEOLOGICA APLICADA A LAS OBRAS MARITIMAS Y ORDENACION DEL LITORAL

#### 13.1. INTRODUCCION

##### 13.1.1. Definición del Ambito Costero

El término "zona costera" o "ambito costero" se ha usado extensamente en los últimos tiempos, aunque con una considerable confusión; esto es lógico si se tiene en cuenta la diferencia de intereses que corresponden a puntos de vista tan distintos como puedan ser el de un pescador, un promotor inmobiliario o un biólogo marino. Aún partiendo de la honradez total de todos ellos el primero considerará los puertos y zonas de abrigo como lo definitorio de la costa; el segundo verá la amplitud de la playa y los accesos terrestres y el tercero tendrá en cuenta los habitats naturales y las biocenosis asociadas.

En este manual lógicamente partimos de una visión geomorfológica para "definir" el ámbito costero, y por ello consideramos tal al territorio en el que se reconoce la acción modeladora conjunta de los agentes geomorfológicos marinos y terrestres.

El territorio así delimitado por su propio carácter de sistema natural, no puede determinarse por aspectos políticos rígidos como sería una distancia concreta a la línea de costa; los efectos del modelado marino pueden extenderse a varios kilómetros tierra adentro o quedar reducidos a unas pocas centenas o aún decenas de metros a partir de la línea de costa.

No obstante lo anterior, a efectos prácticos, existe un carácter diferenciador importante y fácilmente controlable: La zona costera es aquella donde las modificaciones naturales en la configuración del terreno se producen con mayor velocidad. Así las formas naturales de dimensiones entre 10 m y 10 km cuya conservación en el modelado continental se prolonga entre 10.000 años y un millón de años, en la costa cambian en periodos de 1 a 100 años (1).

El ritmo costero de remodelación es muy rápido o, en otras palabras, los factores morfodinámicos son particularmente activos en el modelado de las costas.

Se comprende por tanto que cualquier modificación de los mismos se revele irreversible a corto plazo. En consecuencia, es preciso que, antes de actuar sobre un tramo de costa, se conozca en su conjunto la realidad morfológica presente en el área.

##### 13.1.2. Definición de Ingeniería Costera

La *Ingeniería costera* se define como la aplicación de las ciencias físicas y geológicas a la planificación, diseño y construcción de obras tendentes a modificar o controlar la interacción de aire, mar y tierra en la zona costera para beneficio del hombre.

En general se suele hablar en Ingeniería de Costas de *Trabajos de Protección costera* como aquellos destinados a estabilizar la costa en una situación favorable para el hombre, es decir la que mantenga y, a ser posible, acreciente los (denominados) recursos naturales de un área costera.

Así considerados tales trabajos parecen presuponer que la interacción mar tierra es siempre de erosión o retroceso de la línea de costa; en muchos casos este hecho es real, pero no es único, pues junto a segmentos costeros en los que el mar invade el dominio terrestre hay otros (posiblemente muy próximos a los anteriores) en los que la situación es inversa.

Estos ámbitos, en donde se produce un crecimiento del área emergida en detrimento del área ocupada por el agua, no suelen ser objeto de la ingeniería costera. La razón es muy simple, el hombre es un animal terrestre y las zonas donde la tierra invade el dominio marino de forma natural le son favorables. En una palabra el hombre se defiende del mar porque es un

---

1. Vergerm, F. Aughan, E. y Moniot C. La Carte Geomorphologique conçue comme un modele dynamique. *Memories et Documents du C.N.R.S.* Vol 12. Paris 1972.

medio hostil para él; allí donde el mar avanza el hombre actúa, en donde retrocede, deja hacer a la naturaleza.

Pero la morfología costera es, como veremos, un equilibrio dinámico cuya alteración puntual repercute en el entorno. En consecuencia una acción de "defensa" sobre un segmento regresivo puede influir sobre otros próximos que hasta ese momento se encontraban en equilibrio o eran progresivos. Este aspecto es, en realidad, válido para cualquier tipo de modelado, pero en virtud de la velocidad de cambio a que se aludía en el punto anterior, tiene una mayor transcendencia en la costa. Es bastante común entonces que el resultado final no buscado de una actuación local sea el aumento en extensión del área objeto de protección.

El tramo de costa dinámicamente relacionado, de tal forma que una actuación en la parte de él repercute sobre el resto, depende de múltiples factores; por lo que no pueden establecer a priori los límites del área, cuya dinámica deba estudiarse conjuntamente para evitar efectos contraproducentes. En este capítulo trataremos de definir tales factores y sus interacciones; parece evidente sin embargo que, cuanto mayor sea la actuación o modificación del medio natural mayor será su influencia en el entorno. No obstante sólo un estudio sistemático completo de los citados factores puede revelar las consecuencias previsibles de una obra de modificación del litoral.

### 13.2. FACTORES ACTUANTES EN LA DINAMICA COSTERA

Los factores que condicionan el equilibrio dinámico de la línea de costa y la configuración de su entorno son de dos tipos: 1/Factores activos y 2/Factores pasivos o inertes.

*Factores activos* son, en general, el oleaje, el viento, las corrientes litorales o profundas y otros más locales como los tsunamis, las olas de tormenta, etc.

Los *factores pasivos*, están constituidos por el conjunto mineral que constituye la costa, aquí se incluyen tanto los afloramientos rocosos continuos o esporádicos como los "materiales sueltos": arenas, fangos, gravas, etc.

El cuadro se completa con lo que llamaremos "formas de partida" que son el aspecto real que, en un momento dado, adoptan los factores inertes. Estas formas no tienen por qué corresponder al modelado costero; en las costas en que el mar invade de forma

rápida la tierra pueden ser formas continentales (llanuras fluviales, colinas y valles, etc.) por el contrario una retirada importante del mar deja al descubierto formas originariamente submarinas (playas o rasas sumergidas, bancos de arena, etc.).

No obstante, lo normal es que las formas de partida corresponden también a formas costeras por cuanto "partida" es un término relativo, ya que se refiere a cómo es el paisaje costero en el momento de comienzo del estudio.

La sistematización del tratamiento de los factores implica que dediquemos un apartado a las formas de modelado costero, otro a los factores activos de modelado y un tercero a los efectos de los factores activos sobre los inertes, es decir a la evolución de las formas.

#### 13.2.1. Los Factores inertes - El concepto de forma costera

Los conceptos intuitivos de costa rocosa y costa arenosa o más comúnmente acantilado y playa se traducen a nivel geomorfológico por fondo fijo y fondo móvil. Es preciso sin embargo, definir lo que se entiende por "fondo" que no es únicamente la superficie de la litosfera en contacto con el agua sino, también, la superficie sólida del planeta en contacto con el aire dentro de la zona costera. *Fondo* es por tanto la superficie terrestre tanto en su parte sumergida como emergida; afecta lo mismo a la capa externa de la duna, la superficie de una marisma o el plano superior de una rasa sumergida.

Por otra parte, el concepto de fondo fijo debe entenderse como la superficie de aquellas formas cuyo aspecto persiste por periodos superiores a 10.000 años. En este sentido los efectos inducidos en ellas por las obras costeras suelen ser irrelevantes. A este respecto conviene considerar que no todas las costas rocosas se traducen en fondos fijos, pues puede haber algunas que por naturaleza o estructura sean particularmente inestables, pero sí es cierto que todos los fondos fijos se desarrollan sobre costas rocosas.

Considerando por tanto los fondos fijos en esta recepción, las formas a que dan lugar son bastante simples. Se conocen con los nombres (fig. 13.1) de rasas, para fondos subhorizontales, y *acantilados*, para formas subverticales. Es bastante normal que se produzca la combinación de un acantilado emergido y una rasa sumergida, aunque puede darse también lo contrario (rasa emergida con acantilado al pie total o

(sumergido) y también son frecuentes ambas formas aisladamente.

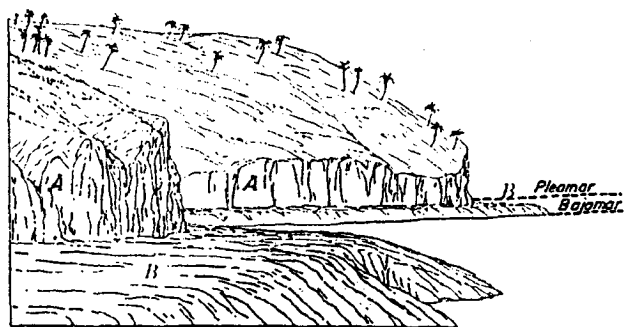


Fig. 13.1.- Fondos fijos - A - Acantilado - B - Rasa

En cuanto a los *fondos móviles*, se consideran playas: abiertas, apoyadas, encajadas, en flecha y en tómbolo. Pueden existir barras sumergidas o emergidas, también llamadas islas-barrera; cuando éstas se apoyan en ambos extremos dejando una laguna parcial o totalmente aislada del mar, se habla de restingas y al canal de comunicación entre la laguna y el mar abierto se le llama gola o grao. En la figura 13.2 se esquematiza cada uno de estos conceptos.

Fuera de lo que comúnmente se entiende por playa de arena, hay otras costas de fondo móvil como son las marismas (en general de limos o arenas muy finas) y los cordones litorales o playas de gravas, que, al menos teóricamente, pueden ser también abiertos, apoyados, etc.

Evidentemente en un mismo tramo de costa se pueden combinar fondos fijos y móviles en el perfil costero con playas apoyadas en rasas o cantiles sumergidos, y playas total o parcialmente sumergidas al pie de acantilados o rasas (fig. 13.3).

### 13.2.2. Factores activos del modelado costero

Los factores naturales de modelado costero son el oleaje, las mareas, las corrientes, el viento y (en menor medida en general) la vegetación.

#### a) Oleaje

El *oleaje* es siempre el agente principal de movilización del material sólido suelto en la costa y en general de la conformación geomorfológica de la misma.

##### a1) Las Olas

Las olas se definen, en primera aproximación, como el movimiento ondulatorio que imprime el viento al agua de la superficie del mar. Idealmente se supone que las partículas de agua superficiales describen órbitas circulares cuyo diámetro es igual a la amplitud de onda (fig. 13.4). En la superficie del mar se producen así senos y crestas definidas por la *sobreelevación*  $h$  respecto a la mar llana, separados unos de otros por una distancia  $l$  llamada *longitud de onda*. Experimentalmente se sabe que, cuando  $h/l$  (peralte) alcanza el valor  $1/7$ , el movimiento de las partículas de agua es inestable. Se dice entonces que la ola "rompe" y el exceso de energía se disipa formando espuma.

El movimiento orbital de las partículas de agua se atenúa en profundidad, de forma que a una distancia de la superficie igual a una semilongitud de onda, el diámetro del movimiento es aproximadamente el 5% del superficial, es decir, inapreciable. Esto significa que en mares profundos no hay transmisión de energía al fondo, por lo que no hay movimiento de partículas sólidas en éste como consecuencia del oleaje.

##### a2) Generación del oleaje

Como hemos dicho, las olas se originan como consecuencia del empuje (rozamiento) del viento sobre la superficie del mar, en otras palabras, cuando sopla el viento con dirección más o menos constante durante cierto período de tiempo, se generan olas.

El área oceánica en la que ésta se produce, se conoce con el nombre de "*fletch*". Dentro de ella se generan olas con período, altura y fase distintas, incluso sus direcciones de desplazamiento no son totalmente coincidentes. El oleaje en el área del fetch, u *oleaje de tormenta*, es un conjunto caótico de olas en el que cualquier intento de cálculo es imposible. Además se trata en general de olas asimétricas, por lo que se producen roturas parciales, aunque el peralte no alcance el valor de  $1/7$ .



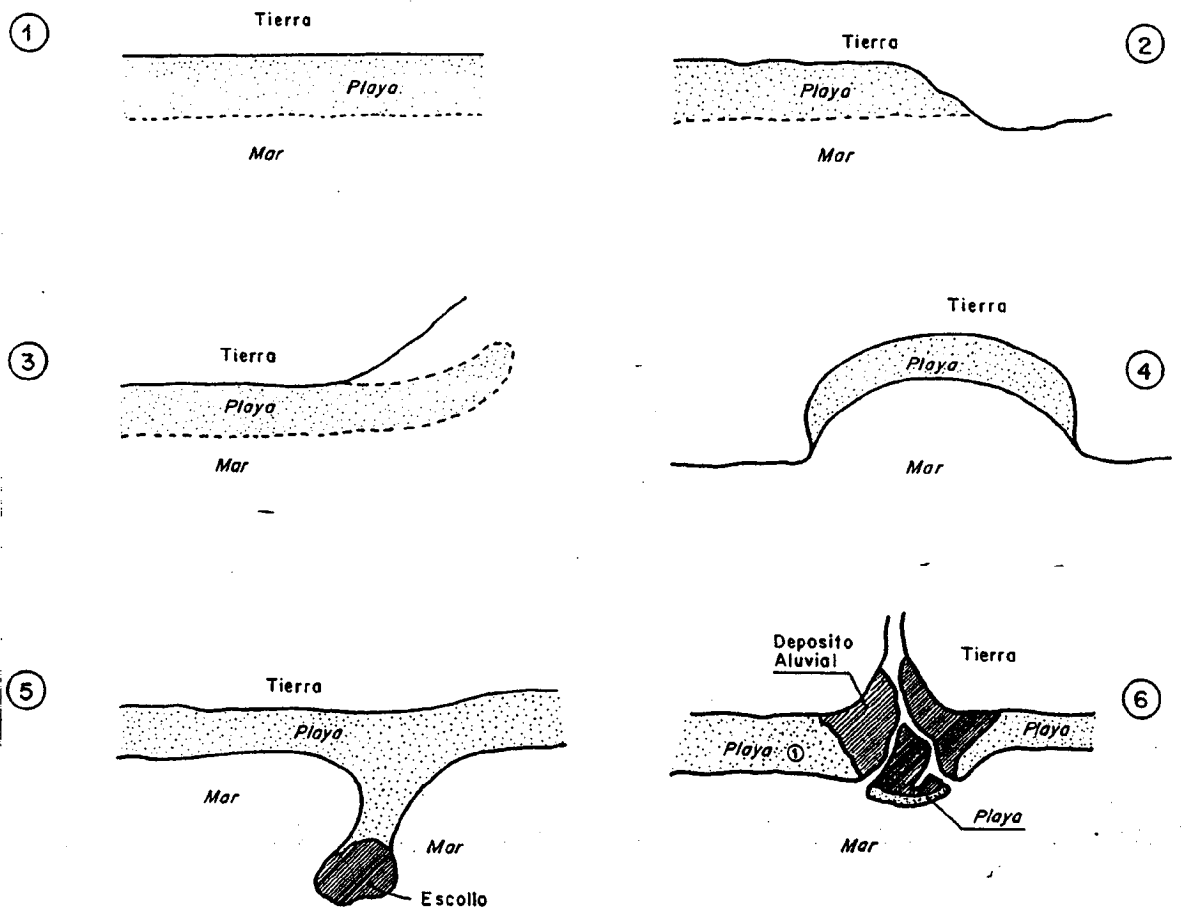


Fig. 13.2.- "Fondos Móviles-Playas" - Formas primarias: 1 Abierta; 2 - Apoyada; 3 - En flecha; 4 - doblemente apoyada ó en concha; 5 - Tómbolo; 6 - Frente deltaico.

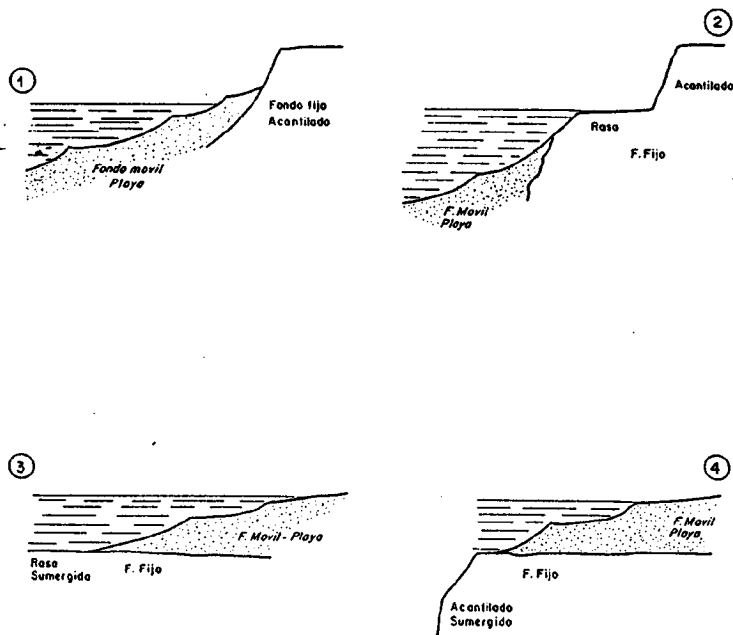


Fig. 13.3.- Formas mixtas: 1 - Playa emergida al pié de un acantilado; 2 - Playa sumergida al pie de acantilado y rasa; 3 - Playa colgada sobre rasa sumergida; 4 - Playa colgada sobre acantilado.

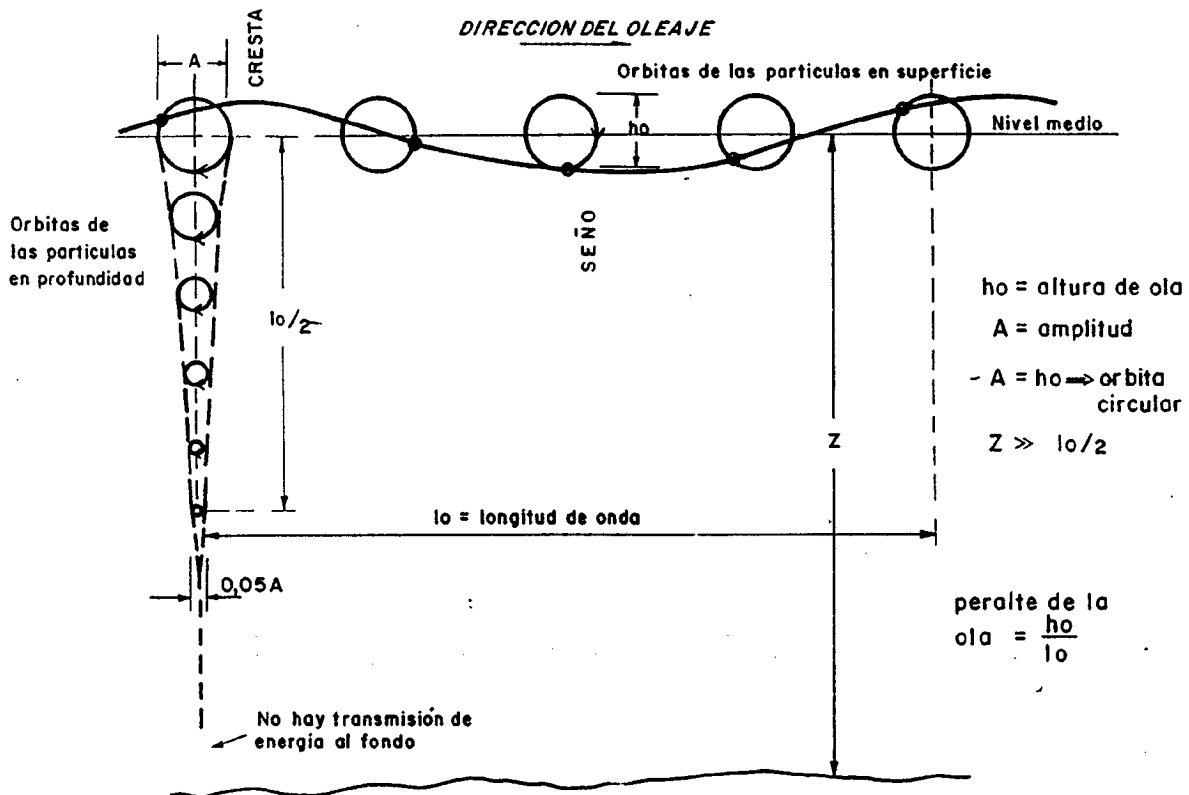


Fig. 13.4.- Movimiento de las partículas de agua en profundidades indefinidas.  $z \gg lo/2$

Operativamente se considera el oleaje resultante en el *frente del fletch*, que es la línea límite de la superficie de generación del oleaje en el borde de sotavento. En este lugar el espectro del oleaje es el definido como aquel en el que la suma de los espectros individuales de cada tren generado es máximo tanto en altura como en período; esto es así por cuanto a partir del citado frente, al no recibir la superficie marina nueva energía, el movimiento se atenúa por rozamiento.

La zona comprendida entre el frente del fletch y la costa se conoce como *zona de decay* y en ella el oleaje se denomina *oleaje de fondo*. Su espectro es progresivamente menor tanto en período como en altura de ola respecto al oleaje de tormenta originante.

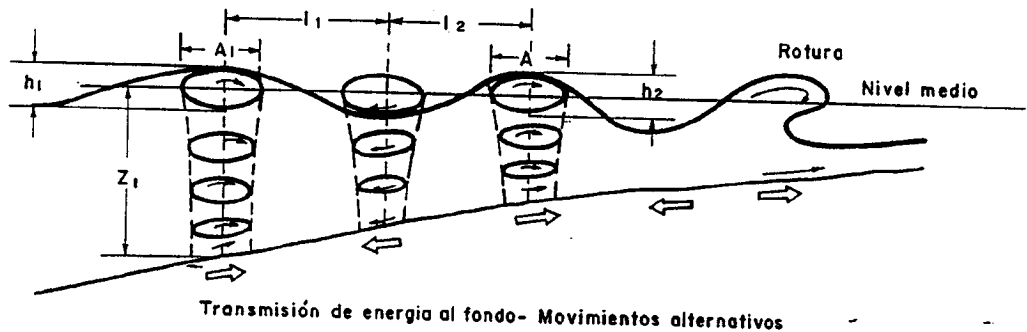
Otro tipo de oleaje es el llamado *oleaje de agitación*, se genera cuando la fuerza del viento es escasa pero persistente, por lo que da lugar a olas de

corto período y poca altura; por consiguiente son de muy pequeño peralte y por tanto difícilmente llegan a "romper".

### a3) Rotura del oleaje

Cuando la ola se acerca a la costa y la profundidad disminuye, llega un momento (cuando la profundidad  $z$  es una semilongitud de onda,  $z = lo/2$ ) en que se mueven las partículas de agua en contacto con el fondo. Se producen entonces dos fenómenos distintos:

- Por una parte (fig. 13.5) una modificación del movimiento de las partículas de agua que pasan de órbitas circulares a otras elípticas, y en el límite del fondo mismo planares, debido a la mayor resistencia que oponen al movimiento las partículas sólidas del fondo. Por otro lado, estas partículas sólidas se



$A_1 > h_1$  en superficie :  
 $A_2 > h_2$  } = orbita eliptica  
 en el fondo — movimiento planar alternativo hacia delante y hacia atrás  
 $l_2 < l_1$  — longitud de onda decreciente al frenarse el movimiento  
 $h_2 > h_1$  — altura creciente al frenarse mas en la parte inferior  
 $\frac{h_2}{l_2} > \frac{h_1}{l_1}$  — peralte creciente; en rotura  $\frac{hb}{lb} = \frac{1}{7}$

Fig. 13.5.- Movimientos de las partículas de agua en profundidades reducidas  $z < l_0/2$

movilizan, se separan del fondo y quedan en suspensión en el agua, en tanto el movimiento orbital persista.

El estudio de los movimientos inducidos por el oleaje en el fondo, que, como veremos más adelante, es el principal agente modelador de la configuración geomorfológica de la costa, se produce a partir de este punto, cuando  $z = l/2$ .

Pasado este lugar y a lo largo de una cierta distancia, el movimiento de la parte alta de la ola es más rápido que el de la inferior, por lo que la ola se deforma y al final rompe. Después de la rotura, el movimiento del agua pasa a ser traslacional como se esquematiza en la figura 13.6.

a4) Tipos de rotura

Como hemos dicho una ola "rompe" aproximadamente cuando su peralte (relación altura-longitud) alcanza un valor  $h_b/l_b = 1/7 = 0,142$ . Sin

embargo, por poca experiencia que se tenga en la observación de rompientes, se sabe que el oleaje no rompe siempre de la misma forma. En la figura 13.7 se esquematizan los tres tipos principales de rotura, llamado "spilling" (en derrame), "plunging" (en voluta) y "surging" (ondulada). Esta clasificación se debe a Patrick y Wiegel<sup>(2)</sup>; los autores consideran que los parámetros reguladores del tipo de rompiente son el peralte de la ola en profundidades indefinidas ( $h_0/l_0$ ) o lo que es lo mismo, su energía y la pendiente del fondo ( $z$ ) de acuerdo con los valores siguientes:

$$\frac{h_0}{l_0 z^2} < 0,09 \quad \text{Surging}; \quad \frac{h_0}{l_0 z^2}$$

<sup>2</sup> Patrick, C.A. y Wiegel, R.C.: "Amphibian factors in the surf". First Cont. on Ships and Waves - 1955.

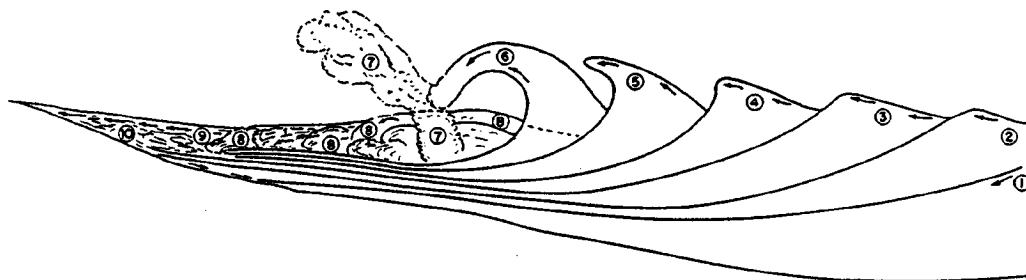


Fig. 13.6.- Disposición sucesiva de una ola rompiendo sobre la costa 1 Movimiento ondulatorio 2 y 3 Aceleración creciente de la cresta; 4 y 5 Comienza a formarse la voluta. 6 La ola vuelca hacia adelante y rompe 7 con formación y protección de espumas y rociones, cae 8 y avanza sobre la playa 9 por la parte alta con momentos translacionales en tanto que en el fondo comienza a retroceder 10 hacia el mar - 7 a 10 son mezcla de agua y aire (espuja).

Este tipo de ordenación de rompientes sin embargo no es completo si no se conoce el incremento de altura en rotura, por cuanto este factor va a condicionar la sobre elevación y consiguientemente el recorrido del agua hacia arriba del oleaje sobre la playa en cada una de las modalidades del mismo. Las investigaciones de Iversen (1952) y Galvin (1968) sintetizadas por Groda <sup>(3)</sup> establecieron experimentalmente la relación entre la peralte de la ola en profundidades indefinidas, el índice de altura de rompiente ( $h_b/h_o$ ) y la pendiente de fondo son tales como puede verse en la fig. 13.8.

Se aprecia en ella como el paso de rotura en surging a rotura en plunging está condicionado tanto por el incremento de altura de la ola en la rompiente como por la peralte de la ola en mar abierto.

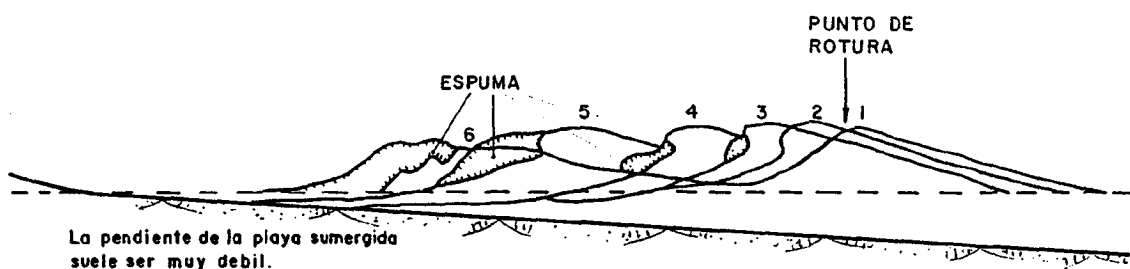
Pero mientras el paso de rotura en surging a rotura en plunging la influencia de ambos parámetros es equiparable, la transición plunging-spilling depende en mucha mayor proporción del incremento de altura de ola en rompiente (y por tanto del incremento de profundidad a que se produce la rotura), que de la peralte de ola en profundidades indefinidas.

De acuerdo con ello la rotura en surging implica una gran peralte de oleaje en profundidades indefinidas (gran energía) o un gran incremento de altura en rompiente (rotura a profundidad considerable), en este último caso una gran pendiente de fondo.

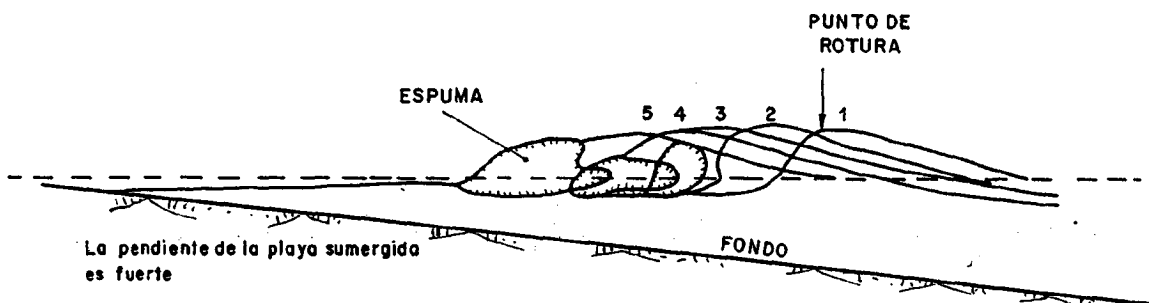
Por el contrario, una rotura en spilling es posible con una peralte de oleaje variable pero siempre se produce con un incremento de altura en rompiente pequeño (máximo 0,26) y por consiguiente una profundidad en rompiente pequeña siempre, aunque variable según la energía propia de cada ola, proporcional a su altura en profundidades indefinidas. El hecho que la profundidad sea pequeña a distancias variables de la costa implica que la pendiente del fondo de playa sumergida será débil.

Por lo tanto, una primera consecuencia que se puede extraer al contemplar el tipo de rotura es: una rotura en spilling supone una pendiente suave para olas de cualquier energía media en tanto que incluso para olas de baja energía la rotura en surging supone pendientes fuertes (Fig. 13-9 A). Igualmente puede decirse respecto de la sobre elevación: en surging la sobre elevación es máxima, en spilling mínima (Fig. 14. 9 B).

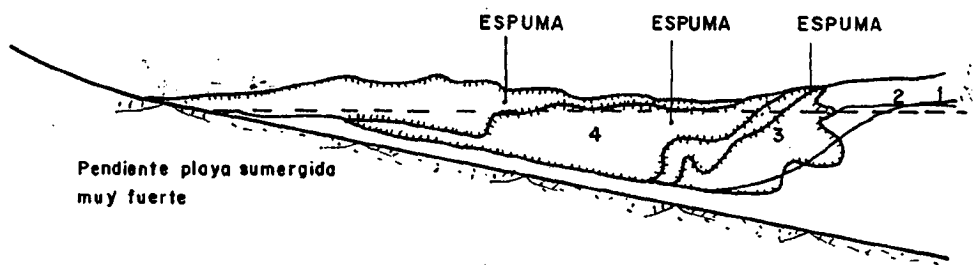
3 Groda, Y. "A Synthesis of Breaker Indices". Proceedings of the Japanese Society of Civil Engineers, núm. 180-Ago 1970



### CARACTERISTICA DE LA ROTURA EN SPILLING



### CARACTERISTICAS DE LA ROTURA EN PLUNGING



### CARACTERISTICAS DE LA ROTURA EN SURGING

Fig. 13.7.- Diversos tipos de rotura del oleaje en formación de la pendiente de la playa sumergida.

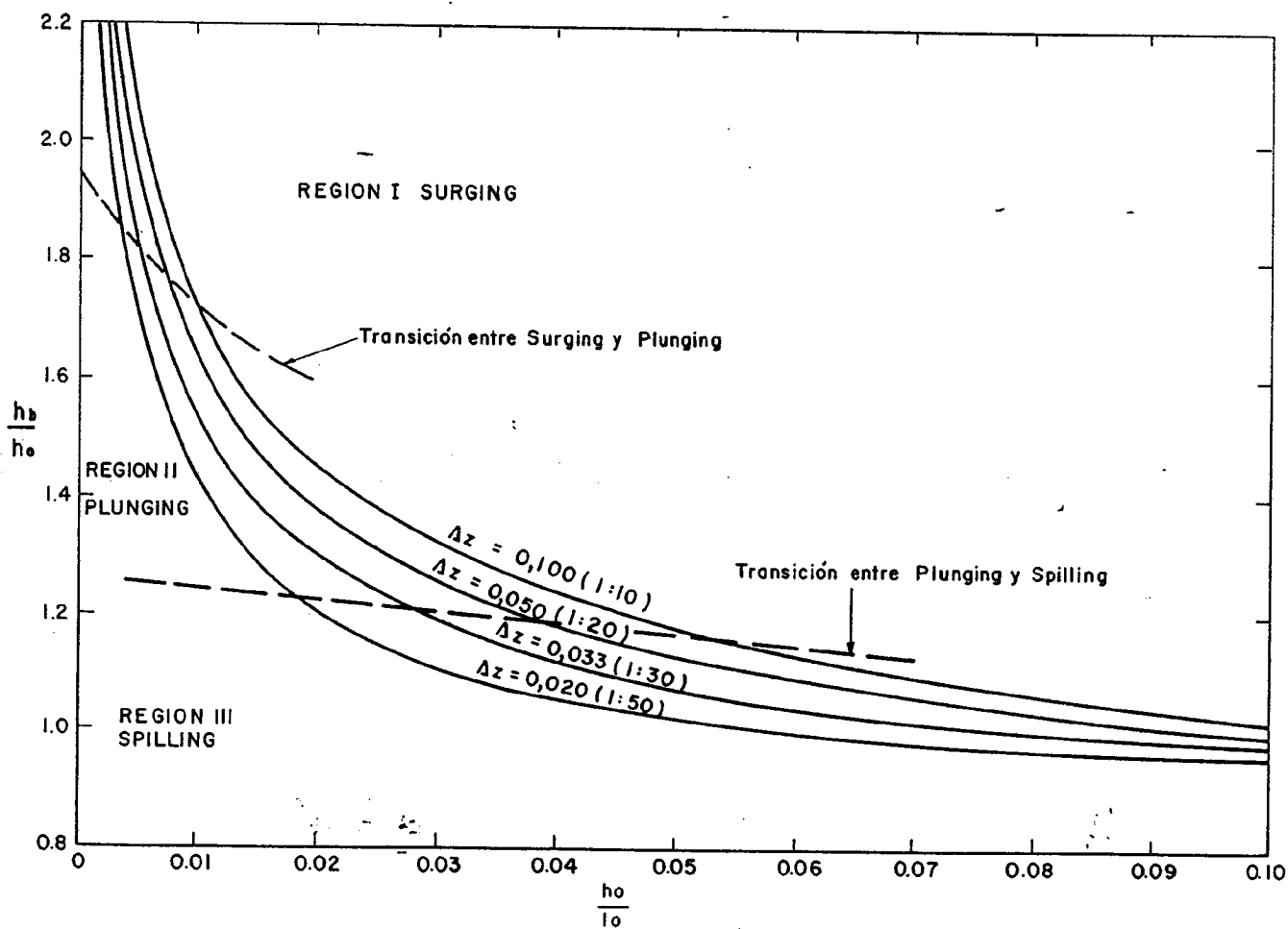
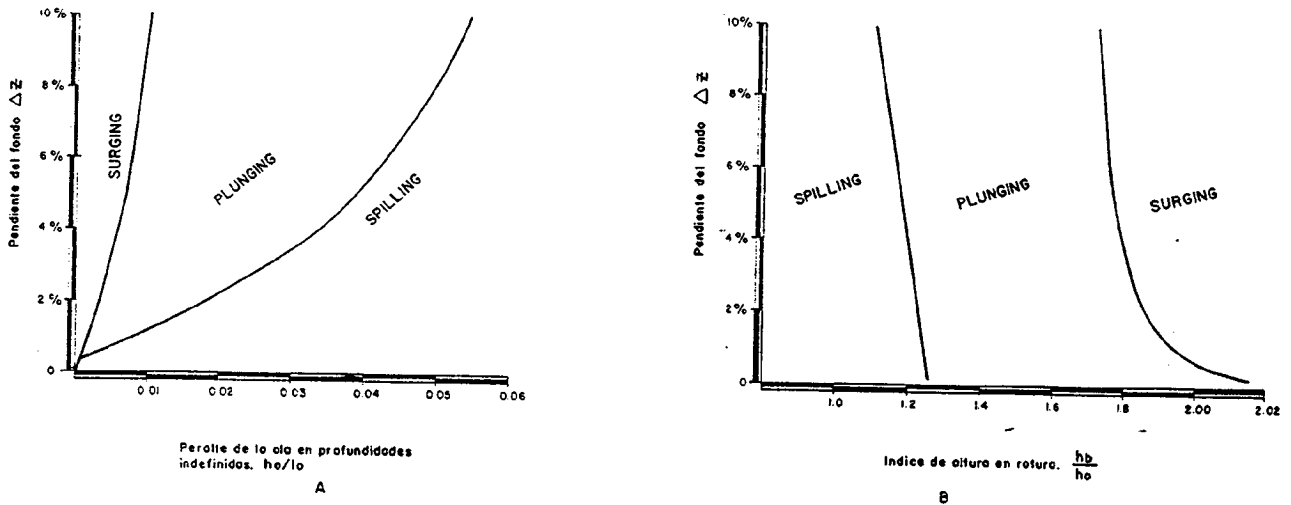


Fig. 13.8.- Relación índice de altura en rotura. Peralte de olas en profundidades indefinidas. (según Patrick y Wiegel).



**Fig. 13.9.-** Tipo de rotura según la relación entre:  
 A - Pendiente de fondo ( $\Delta z$ ) y peralte de oleaje ( $h_0/l_0$ )  
 B - Pendiente de fondo ( $\Delta z$ ) e índice de altura en rotura  $h_b/h_0$  (según Patrick y Wiegell)

Tipo de rotura	Pendiente de playa sumergida
SURGING	MUY FUERTE
PLUNGING	FUERTE A MEDIA
SPILLING	DEBIL

**a5) Corrientes generadas por el oleaje**

Pasada la zona de rompientes, el movimiento del agua es traslacional, la energía acumulada por el incremento de la altura de la ola en la rompiente va a determinar una sobreelevación del nivel del agua respecto al mar en calma (S en fig. 13.6), con el consiguiente aumento de superficie de playa mojada.

Consecuentemente a mayor incremento de altura en rotura, mayor zona ocupada. El área activa de una playa en la que la rotura se produce en surging es mucho mayor que en la que la rotura ocurre en spilling, pese a que la pendiente en la primera sea manifiestamente mayor.

Una vez alcanzada la sobreelevación máxima se deberá producir la vuelta del agua hacia el mar. Este agua "que baja" va a interferir con la "que sube" impulsada por la rotura de la ola siguiente;

evidentemente la forma e intensidad de la interferencia dependen de la sobreelevación alcanzada, de la batimetría de la playa activa y del período del oleaje, pero se produce siempre; en consecuencia aparecerán unas zonas preferentes de ascenso y otras de descenso, es decir, se formarán corrientes ascendentes y descendentes; éstas últimas pueden ser de dos tipos: "rip-currents" y corrientes de resaca; en las figuras 13.10 y 13.11 se esquematizaron ambas formas.

Si el rumbo del frente de oleaje incidente es normal a la batimetría, el agua en descenso mantendrá la dirección invirtiendo el sentido de la corriente; por el contrario si el tren de ondas es oblicuo a la línea de costa, el descenso que se producirá siguiendo la línea de máxima pendiente, dará lugar un movimiento en zig-zag de las partículas de agua equivalente a un desplazamiento (corriente) paralelo a la costa. Estos movimientos de traslación de los partículas de agua se esquematizan en la figura 13.12.

**b) Mareas**

La relación entre la altura local instantánea del nivel del mar con la situación de la luna sobre el horizonte es de todos conocida. Una o dos veces en el ciclo de rotación lunar el nivel está más alto (pleamar)

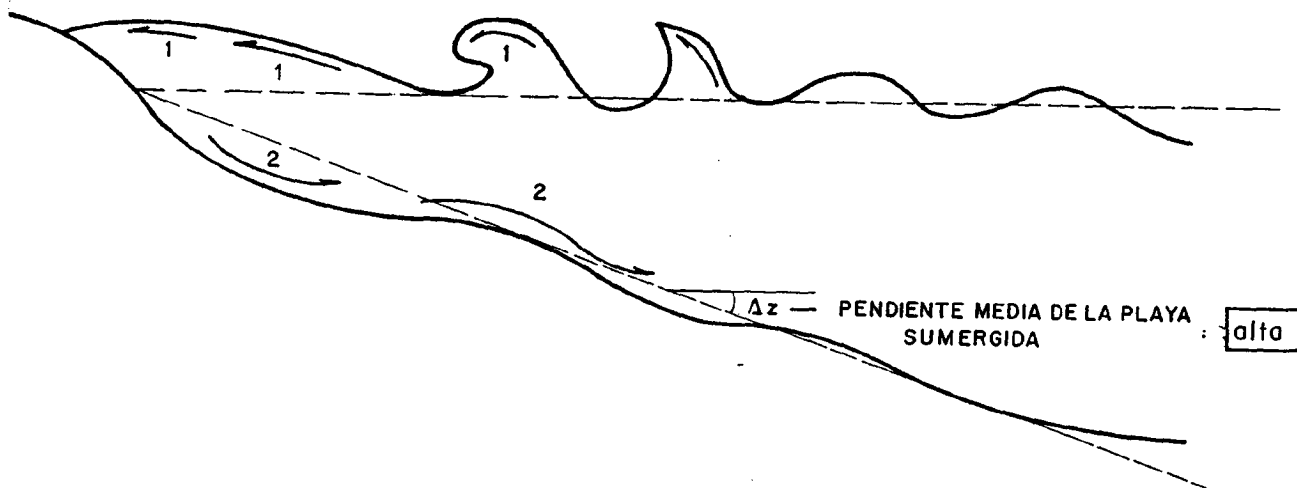


Fig. 13.10.- Corrientes de Torno de tipo resaca por el fondo de la playa.

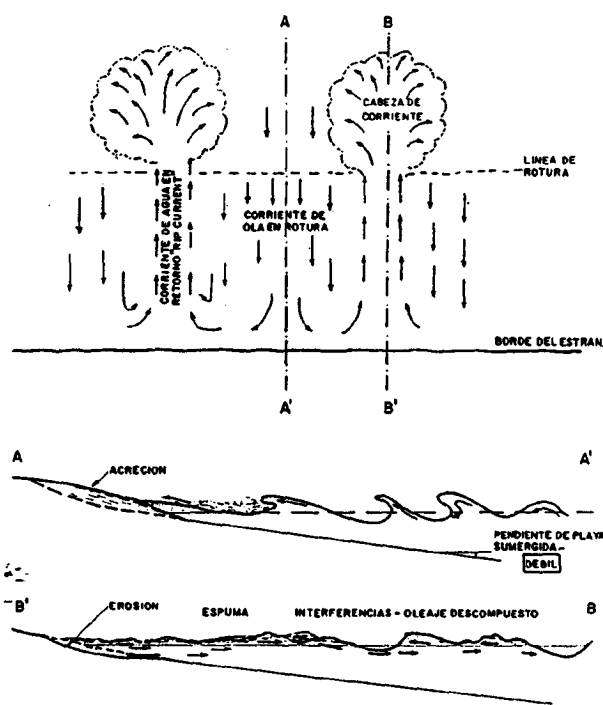


Fig. 13.11.- Corrientes de retorno de tipo "rip currents" en la superficie del agua.



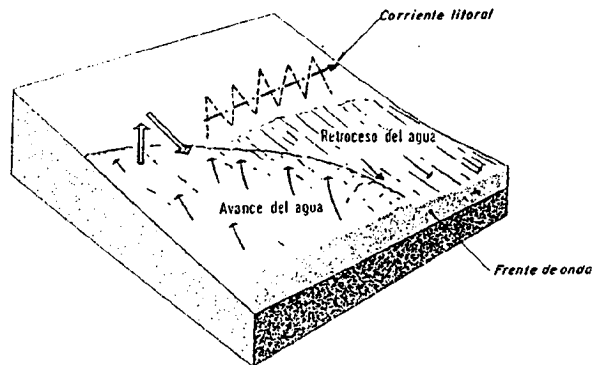


Fig. 13.12.- Aparición de la "corriente litoral" cuando el oleaje incide alenamente a la línea de playa.

y otras tantas más bajo (bajamar). La diferencia de estas alturas se denomina carrera de marea.

A lo largo del mes lunar la carrera de marea es máxima dos días después de la luna nueva o la luna llena: *mareas* (pleamares y bajamares) *vivas*, igualmente dos días después de los cuartos crecientes o menguantes se reconocen las menores carreras de marea: *mareas* (pleamares y bajamares) *muertas*.

Finalmente las carreras de marea equinociales son así mismo mayores que en los solsticios.

Estos fenómenos responden como es sabido a la deformación de la superficie marina que ejerce la atracción de la luna y en menor lugar la del sol.

En consecuencia, cuanto mayor sea la superficie deformable (mayor extensión del mar adyacente a la costa en la que se mide) mayor será la carrera de marea. No obstante, la configuración de las costas circundantes tiene también una clara influencia en la amplitud de la marea en cada punto, de tal forma que existen puntos, a nivel planetario, de carrera de marea nula durante todo el año como consecuencia de la compensación de deformaciones, y otros donde los efectos se suman y la carrera de marea se ve así potenciada.

Pues bien, tanto los movimientos periódicos como los puntos de carrera nula y máxima determinan la formación de corrientes de marea que contribuyen a la configuración de la costa. Evidentemente a mayor

carrera de marea, mayor importancia geomorfológica.

El área costera afectada por estas acciones geomórficas, es decir, la zona cubierta en pleamar y descubierta en bajamar, se denomina *estrán*. El *estrán* además se encuentra normalmente bajo los efectos del oleaje, por lo que se le denomina asimismo *playa viva* o *playa baja*, en contraposición a la *playa alta* siempre seca. Por otra parte, debe tenerse en cuenta que la existencia de carreras de marea importantes, va a trasladar cíclicamente de forma sustancial la situación de la zona de rompientes, y la zona de traslación en el perfil de la playa ampliando de esta forma el área de acción del oleaje.

Cabe, sin embargo, pensar en la existencia de zonas del *estrán* protegidas del oleaje y, por tanto, afectadas preferentemente por las corrientes de marea. Esto puede producirse por efectos de abrigo en ensenadas muy cerradas o por la acción separadora de barras emergidas discontinuas cuyas golas permiten la comunicación, pero atenúan o anulan el efecto de rompiente. Las áreas así protegidas se denominan marismas, en ellas son particularmente interesantes la formación de canales fundamentalmente de descenso (desestero), en los que tiene, como veremos más adelante, gran importancia la colonización vegetal.

### c) Corrientes

El efecto de las grandes corrientes marinas en la costa suele ser poco importante y además referido a lugares concretos.

Este tipo de movimientos, no obstante, pueden acumular agua en zonas próximas a la costa, allí donde inciden sobre el continente. Esta sobre-elevación da lugar a corrientes secundarias divergentes y más o menos paralelas a la línea de costa que compensan la acumulación producida. En el caso en el que la configuración costera obligue a estas corrientes a discurrir a través de pasos estrechos o canales, sus efectos de transporte sobre el fondo pueden ser importantes.

Es en este aspecto como acumuladores o removilizadores de sedimentos en zonas profundas, es decir, modificando el perfil de la parte más baja de la playa sumergida, en el que, de alguna forma, pueden incidir en la configuración de la costa.

#### d) Viento

Independientemente de la formación del oleaje, los efectos del viento sobre la costa son de dos tipos: en la playa alta (seca) formando el campo de dunas, en la mar dando lugar a "surges" y "seiches".

El fenómeno llamado "surges" o también *marea meteoro-lógica* tiene su fundamento en los cambios de presión atmosférica. Una variación de 25 mm de mercurio ( $\approx$  33 milibares) puede llegar a modificar el nivel del mar en 0,3 m. Dado que el origen del viento es precisamente la existencia de puntos con presión atmosférica diferenciada, las mareas meteorológicas se asocian a aquel, aunque, en rigor, son dos efectos distintos de una misma causa. El desplazamiento de los centros de presión (alta o baja) sobre la superficie del mar da lugar a una onda semejante a la onda de marea y cuyos efectos se suman o restan a los de la marea astronómica.

Cuando el fenómeno se produce de forma mucho más rápida, como puede ser el desplazamiento de un tornado, estamos frente a un "seiche". El fenómeno puede tener efectos más importantes, o al menos más espectaculares y peligrosos, pues supone cambios muy rápidos (en escasos minutos) de hasta 2 m en la altura del nivel del mar. El efecto de una ola "instantánea" de 2 m de altura sobre la playa seca suele ser impresionante, ya que su recorrido traslacional es mucho mayor que el de una ola normal de la misma altura, al no estar frenada por el descenso de la ola precedente.

En cuanto a los efectos directos del viento sobre la playa son mucho más importantes de lo que, a

primera vista, parece. En realidad si la playa fuera exclusivamente el resultado de el oleaje y las mareas sobre la línea de costa, no podría extenderse más allá del límite superior del estrán o de la zona de traslación. La playa alta (seca) es de origen eólico.

El proceso es bastante simple, en bajamar, bajo la acción del sol, el estrán se deseca y los granos de arena sueltos en la superficie se remontan hacia tierra. Evidentemente esto presupone: insolación (deseccación), viento en sentido mar-tierra con fuerza suficiente (velocidad mínima 5 m/seg) y circulando a ras de suelo.

La velocidad del viento puede verse incrementada por el "efecto talud" sobre la playa, quiere esto decir que con pendientes en torno al 35% (bastante normales en un estrán con oleaje fuerte) la velocidad junto al suelo llega a duplicar a la que se dispone sobre la mar llana; con mayores pendientes comienzan a producirse remolinos que dificultan el arrastre. Por otra parte el efecto de un obstáculo frontal se reconoce a una distancia entre una y dos veces su altura, la velocidad del viento queda allí reducida a valores del 20% y el 35% de su valor original, por lo que deja de producirse el arrastre y se produce un depósito-acumulación de arena.

Así pues, la existencia de una playa alta (siempre seca) grande, y eventualmente un campo de dunas, vendrá favorecida por un amplio estrán (gran carrera de marea y/o pendiente suave en el mismo), fuerte insolación-deseccación, pendiente en torno a los 20° en el límite superior del estrán e inexistencia de obstáculos tierra adentro.

#### e) Vegetación

El efecto más conocido de la vegetación en la costa es precisamente la fijación de la dunas de la parte superior de la playa alta. A veces esta colonización es artificial, es decir, se debe a la acción humana, pero en otros muchos casos es natural. En las costas vírgenes sin acantilados tras la playa alta, o bien aparece una albufera o es la vegetación la que detiene el avance de la arena tierra adentro.

Hay, sin embargo, otro dominio costero donde la influencia de la vegetación es decisiva para la configuración de la costa, son las marismas y en general las costas pantanosas. En efecto en las áreas de depósitos finos temporal o parcialmente cubiertos donde el movimiento de las aguas es tranquilo, se desarrolla una vegetación de plantas salobres cuyos

tallos atrapan nuevos sedimentos que progresivamente elevan el nivel del suelo. Esto puede ocurrir con plantas herbáceas (spartina), arbustivas o incluso arbóreas (manglares), como consecuencia el fondo se eleva y emerge. A largo plazo una marisma tiende por sí misma, si no se producen actuaciones de otros factores activos, a la desecación.

#### f) Resumen

- Como conclusión de este apartado referente a los factores activos del modelado costero se presenta el cuadro adjunto en el que se muestran los distintos agentes (factores) activos del modelado costero y su campo de aplicación específico (xx) o subordinado (x).

### 13.3. MORFODINAMICA LITORAL

Se entiende por *morfodinámica litoral* la acción de los factores activos aludidos en el capítulo anterior sobre los pasivos o inertes. Estos últimos los hablamos clasificado en fondos fijos y fondos móviles, en relación con el período de tiempo en que se producían modificaciones significativas en la línea de costa.

Los fondos fijos tienen una evolución lenta (mm/año) y poco significativa, no obstante no puede decirse que un acantilado o una rasa no evolucionen. En uno y otro caso se pueden producir erosiones que den lugar a hundimientos o avalanchas. Estos movimientos que son muy rápidos y puntuales, pueden modificar accidentalmente la configuración de la costa. También pueden producirse sobre los fondos fijos depósitos de acreción litoral que aislen la costa original dando lugar a formas mixtas. En cualquier caso, sin embargo, son sin duda las variaciones en las costas de fondo móvil las que tienen verdadera importancia en Ingeniería Geológica, por cuanto como dijimos se trata de una evolución rápida y continuada de la línea de costa (m/año).

#### 13.3.1. Acción del oleaje sobre las playas de arena

Es, sin duda, el caso más importante para el hombre tanto en su aspecto turístico recreativo, como de seguridad o de conservación de instalaciones.

Una playa de arena es el producto de un equilibrio dinámico a lo largo de un período más o menos largo de tiempo; por lo general se toma un año como período índice, ya que en este lapso de tiempo suelen compensarse las erosiones "de Temporal" con las acreciones de "Buen Tiempo".

#### a) Configuración de una playa de Buen Tiempo (Swell)

Veamos la configuración de una playa de perfil completo ante la acción del oleaje de buen tiempo, es decir, de fletch lejano (mar de fondo) u oleaje de agitación con rotura en spilling o plunging (fig.13.13):

Entre el límite de profundidades indefinidas ( $z > l_0/2$ ) hasta la zona de rompientes ( $z = l_0/2$ ) el efecto del paso del oleaje es la remoción de granos del fondo y su suspensión, de forma que el movimiento hacia tierra de la ola transporta también arena; este área, que se llama de levantamiento, ocupa la parte proximal de la Zona Exterior ("Offshore") y como consecuencia del citado movimiento en ella se forma la barra profunda. La pendiente de fondo de la zona exterior es relativamente fuerte, ya que el transporte hacia tierra tiene que compensarse por las fuerzas de gravedad que restituyen los granos hacia el mar.

En la Zona de Rompientes ("Onshore-Surf") se produce una disminución de la pendiente, pues al romper la ola parte de su energía se disipa en turbulencia (espuma) y otra parte sirve para formar la onda solitaria (de traslación) que remonta la pendiente del estrán. En consecuencia, en esta zona se forma al menos una barra sumergida (fig. 13.13 y 13.14) que recoge parte de la arena en suspensión y parte de la que vuelve al mar con las corrientes de retorno.

La onda solitaria o de traslación remonta la pendiente del estrán hasta su parte más alta, pero dado que se eleva sobre terreno seco, al menos *parcialmente*, se infiltra depositando la arena que llevaba en suspensión (fig. 13.15). El agua no infiltrada retorna al mar, pero, al haber perdido volumen, su flujo es menor; la onda ascendente siguiente produce nuevas turbulencias y nuevo depósito en la parte alta, por lo que la pendiente de esta zona de subida y bajada de ola ("Onshore-Swash") es de nuevo abrupta.

Si junto al oleaje de buen tiempo se produce una corriente de viento de mar a tierra, la arena de la zona "swash" se ve arrastrada tierra adentro, por lo que el oleaje podrá seguir "subiendo" arena de la playa sumergida a la playa alta, y se formarán dunas en esta última.

Resumiendo: el oleaje de buen tiempo con viento mar-tierra produce:

- pendiente relativamente fuerte en la playa sumergida
- pendiente suave con barra o barras sumergidas en la zona de rompientes

Agentes	Campos de Aplicación	Playa Sumergida	Estrán	Playa Seca	Campo de Dunas	Marismas
Oleaje		xx próxima	xx			
Marea			x			xx
Corrientes		xx profunda	x			
Viento				x	xx	
Marea meteorológica			x	xx		
Vegetación					x	x

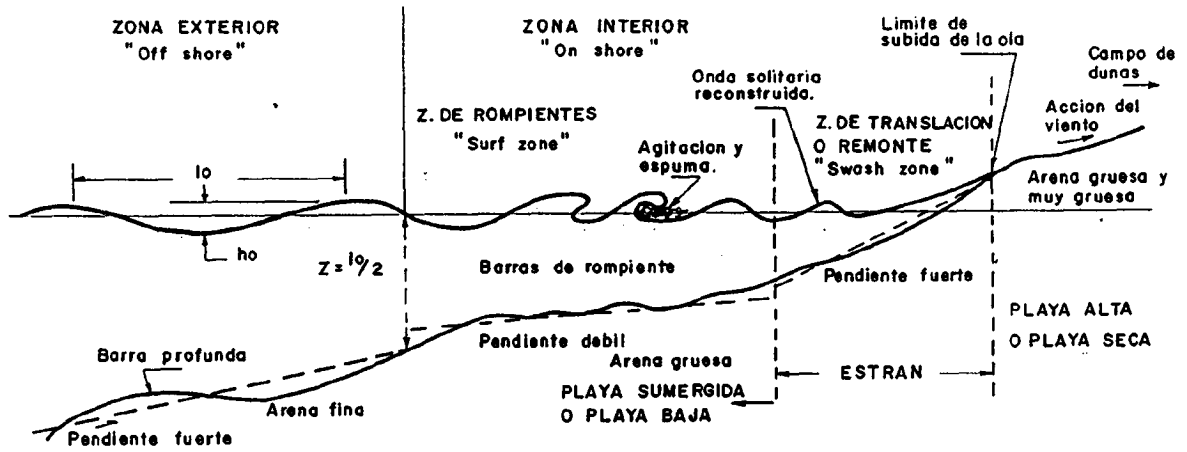


Fig. 13.13.- Playa de arena con oleaje de Buen Tiempo ("Swell") - Perfil de equilibrio-

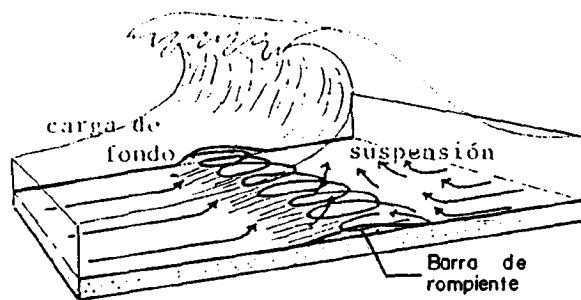


Fig. 13.14.- Efectos de la rompiente sobre el fondo arenoso. Detalle de la fig. 13.13.

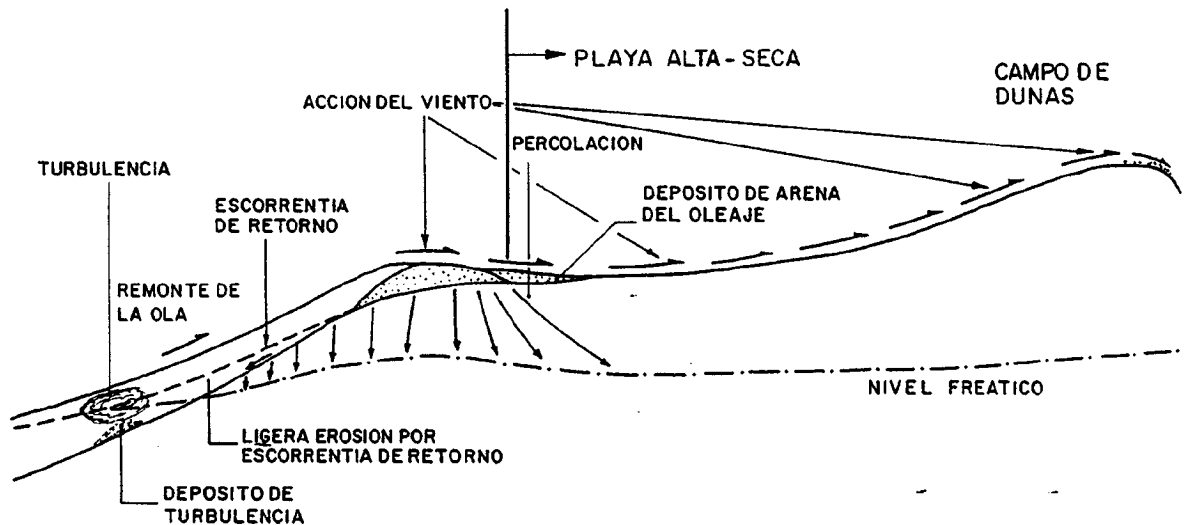


Fig. 13.15.- Depósito de arena en el límite superior del estrán con oleaje de buen tiempo y traslado por el viento de los granos de arena en la playa seca para formar el campo de dunas.

- pendiente fuerte en la zona de remonte
- campo de dunas en la playa alta (seca) cuya anchura dependerá de la no existencia de obstáculos a la propagación del viento. En consecuencia:
- con oleaje de buen tiempo ("spilling"- "plunging") de índice de altura bajo  $hb/ho < 1,25$  la playa crece (aumenta su volumen de arena)

#### b) Configuración de una Playa de Temporal (Storm)

En el Perfil de Temporal (mal tiempo local), el fetch está próximo o junto a la playa, en consecuencia los trenes de ondas son de mayor altura y sus crestas se encuentran más próximas, lo que suele suponer una rotura tipo "surging" o "plunging" dependiendo de la pendiente del fondo.

En cualquier caso al ser las olas más grandes, en su remonte sobrepasan el límite superior del estrán de Buen Tiempo, por lo que el área afectada se amplía abarcando a la parte baja de la Playa Seca original. Igualmente, el volumen de agua que accede a la playa alta es mayor, por lo cual al infiltrarse eleva el nivel freático de la misma y puede llegar a saturarlo; en este caso el volumen de agua que desciende en el estrán es semejante al que sube, por lo que da lugar a una

erosión importante, según se ilustra en las figuras 14.16 y 14.17. Esta erosión, además, se encuentra aumentada por el estado de "casi suspensión" en que se encuentra la arena de la parte baja de la playa alta debido a la circulación de retorno hacia el mar del agua freática.

Estos materiales erosionados de la playa alta se depositan en forma de barra alejada de orilla, más allá de la zona de rompientes, su altura dependerá de la cantidad de arena detráida de la playa alta. Las fuertes turbulencias de fondo en la zona de rompientes no están estabilizadas, por lo que la formación de barras en esta zona es efímera.

Resumiendo, los efectos del temporal son:

- ampliación en anchura tanto de la zona de rompientes (desplazamiento hacia el mar del punto neutro) como del estrán (desplazamiento hacia tierra del comienzo de la playa seca)
- fuerte erosión en el estrán original y gran parte de la playa antigua seca (accidentalmente una tormenta en marea alta viva puede llegar a erosionar directamente al campo de dunas)

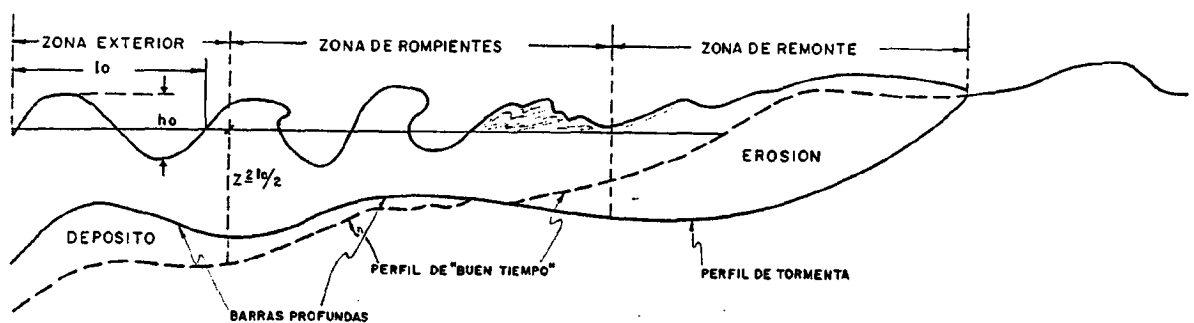


Fig. 13.16.- Modificaciones del oleaje de tormenta sobre el perfil de buen tiempo.

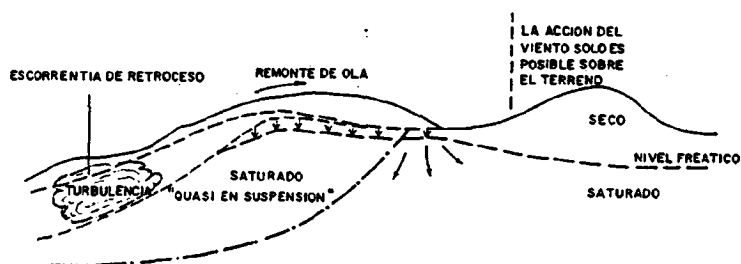


Fig. 13.17.- El oleaje de tormenta en la playa alta.

- depósito de los materiales en forma de barra en la zona Off-shore de la Playa Sumergida
- perfil de fuerte pendiente en la zona de remonte.

En consecuencia:

- con oleaje de Tormenta ("surging-plunging") de índice de altura alto ( $h_b/h_0 > 1,40$ ) la playa emergida decrece (disminuye su volumen de arena).

La formación de la barra profunda es, sin embargo, un elemento de defensa natural respecto a la progresiva destrucción de la costa, ya que, al elevarse creciendo, obliga al oleaje a romper sobre ella de forma que la energía tiene mayor espacio para disiparse, atenuándose los efectos erosivos en el frente de la

playa.

No obstante, si por cualquier razón, la reserva de arenas en la playa alta no es suficiente para la formación de la barra sumergida, los efectos del temporal continuarán atacando a la costa, y las pérdidas de anchura de playa serán rápidas y progresivas.

c) *Modificaciones debidas a la incidencia oblicua del oleaje.*

Hasta aquí hemos considerado el oleaje incidente normal a la línea de la costa; cuando el oleaje incide de forma oblicua, el transporte de arena hacia tierra en buen tiempo acumula los depósitos hacia la zona de sotavento (fig. 13.18), en tormenta la erosión es también mayor a sotavento, en tanto que la barra en

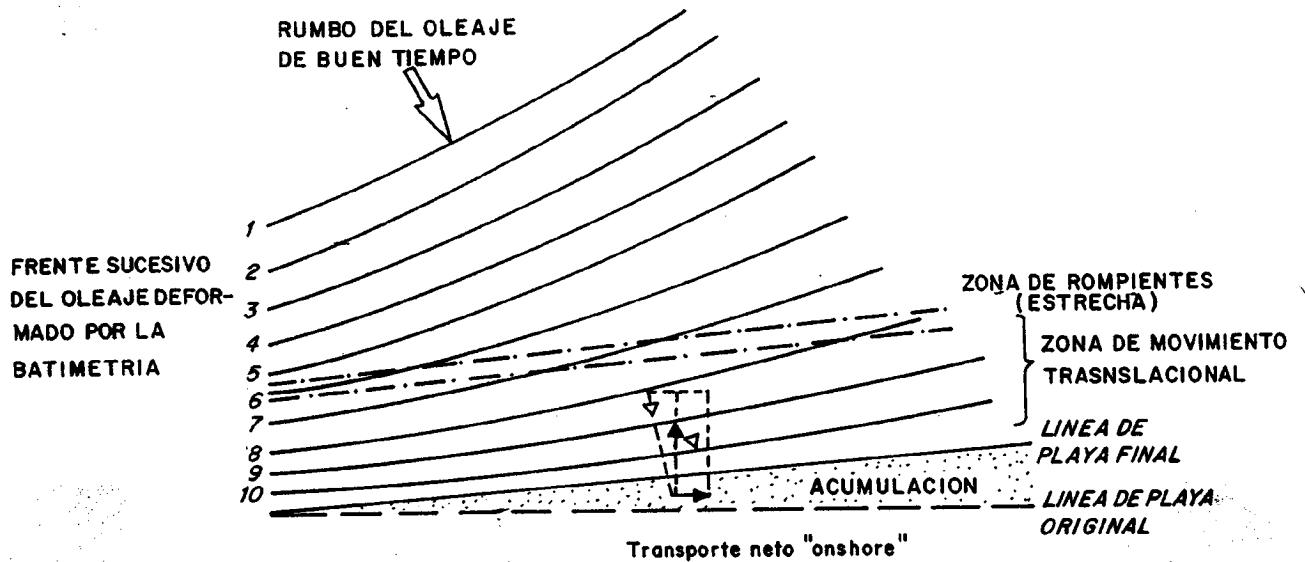


Fig. 13.18.- Transporte litoral de arena debido a la incidencia de un oleaje de buen tiempo oblicuo a una playa abierta.

- ▷ Movimiento hacia tierra en superficie
- ◀ Movimiento hacia mar en fondo. mayor que por lo que se produce acumulación en la playa emergida.

la playa sumergida no es única; por el contrario se forma una serie sucesiva de barras también oblicuas (no tanto como el oleaje) y no conectadas entre sí, pero cuyos efectos son semejantes a la barra única del oleaje normal a la costa (fig. 13.19).

### 13.3.2. Las formas costeras debidas a la deriva litoral

En el caso de una línea de costa más o menos rectilínea y continua de fondos móviles, el oleaje dominante oblicuo establece una deriva litoral hacia sotavento; cuando la línea de costa se interrumpe en su linealidad por la existencia de una bahía, la deriva litoral prolonga la playa tratando de mantener la alineación mediante la formación de una flecha (fig. 13.20). Si la deriva persiste, la flecha puede cerrar totalmente la bahía, dejando aislada una laguna costera salada. El mismo efecto se produce cuando la "convavidad" de la

costa aparece originada por la progradación de dos puntas deltaicas.

Este fenómeno de cierre puede producirse igualmente por encuentro de dos flechas crecientes en sentidos opuestos sobre una bahía. Aunque pueda parecer anómalo, pues supone la existencia de corrientes de deriva contrarias, no es imposible, pues si los oleajes oblicuos proceden de dos fechas lejanos persistentes, lógicamente deben llegar a confluir en un barranco de la costa.

Cuando esto último ocurre sobre una costa rectilínea puede llegar a formarse un cordón en cuspide que puede o no tener una laguna en su interior, dependiendo de la velocidad de la corriente y del volumen de arena transportado (fig. 13.21).

RUMBO DEL OLAJE DE TORMENTA

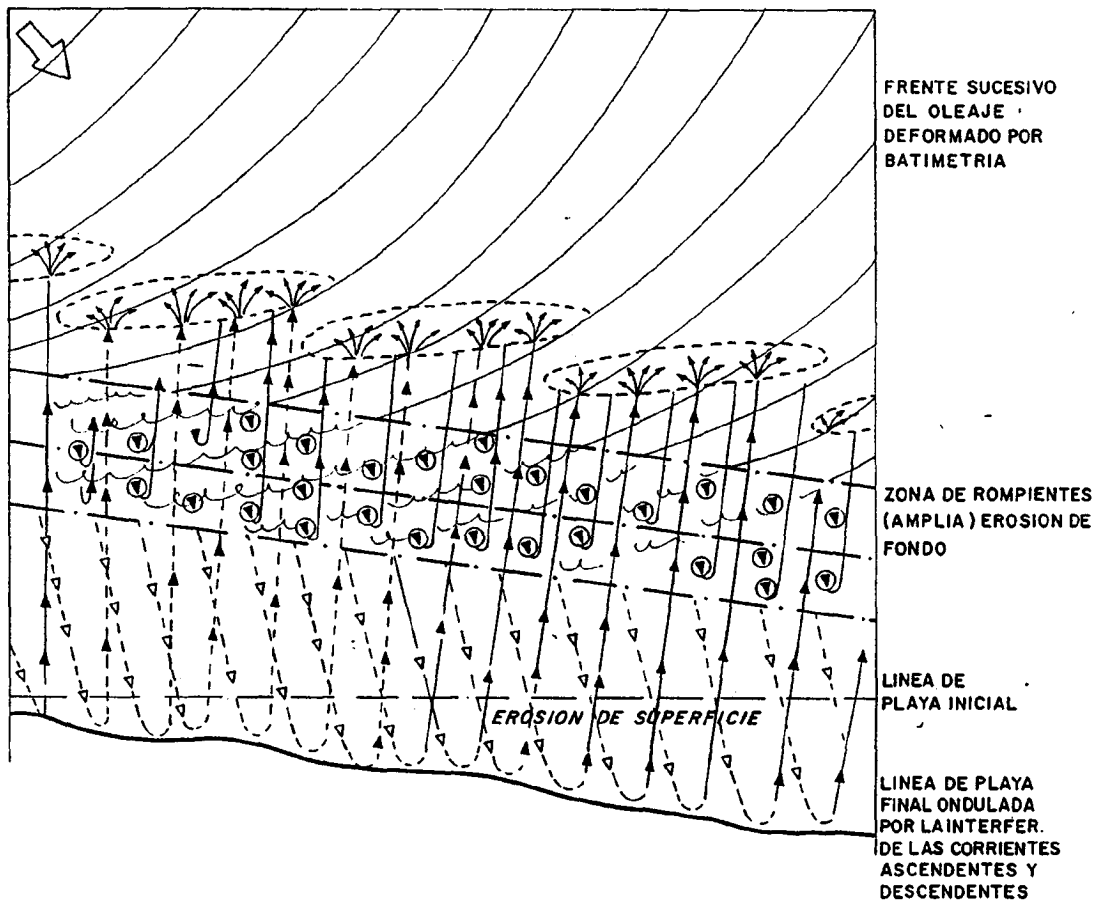


Fig. 13.19.- Transporte de arena debido a la incidencia oblicua de un oleaje de tormenta sobre una playa abierta

- ▶ Movimiento hacia tierra en superficie (acreción) y en profundidad (erosión).
- ▶ Movimiento hacia mar en profundidad (erosión).
- ⊙ Movimiento hacia tierra en profundidad en z. de rompiente (erosión)
- ⊙ Disipación de corrientes de fondo al exterior de la rompiente; depósito con formación de barras escalonadas.

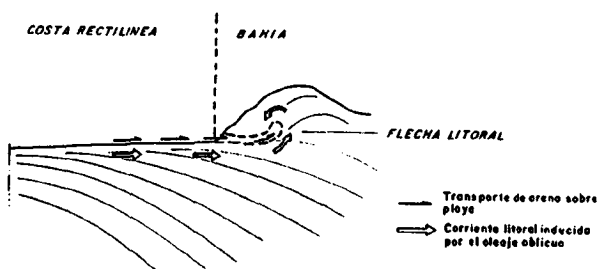


Fig. 13.20.- Formación de una flecha litoral por interrupción de la línea de costa (bahía).



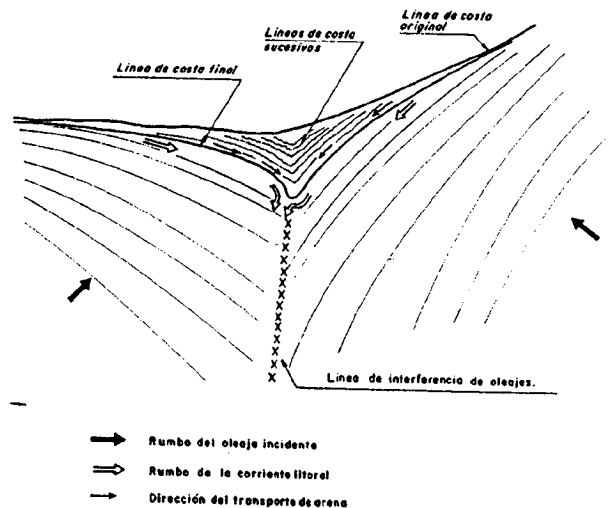


Fig. 13.21.- Formación de un cordón en cúspide por interferencia de dos oleajes oblicuos de distinto rumbo. La punta de la cúspide incurvada hacia la izquierda supone un oleaje de mayor energía en la zona derecha de la figura.

Finalmente, la existencia de un obstáculo (escollo o islote) próximo a la costa con oleaje oblicuo, da lugar a la formación de tomboles cuyo proceso se ilustra en la fig. 13.22.

Evidentemente no siempre el oleaje dominante se encuentra totalmente definido, y sobre un tramo costero pueden incidir oleajes oblicuos de diversa orientación a lo largo del año, de forma que las corrientes de deriva se inviertan.

Es necesario, por tanto, conocer el volumen neto del material arenoso que se mueve sobre una playa (transporte inducido por el oleaje dominante menos el que se mueve en sentido contrario), pero también el transporte total: volumen bruto de arena que pasa por una sección de costa independientemente de su rumbo. En el primer caso nos permitirá considerar la estabilidad de la sección de costa considerada, en función del balance entre lo que entra y lo que sale; sin embargo también es necesario conocer el segundo valor, pues será indispensable para proyectar cualquier elemento artificial que interrumpa o limite el movimiento.

### 13.3.3. La formación de Islas Barrera

A partir de las barras profundas en la zona offshore, siempre que existan condiciones adecuadas como pueden ser movimientos de compensación isostática, se originan las *Islas Barrera*. En origen son

cordones de arena de poca altura, rectilíneos y paralelos a la costa que no deben confundirse con las flechas anteriormente aludidas, ya que no se apoyan en la costa para su crecimiento.

En general, la distancia entre la Isla Barrera y la playa es importante, de orden hectométrico, y la longitud de la isla de varios kilómetros.

Entre la playa y la isla se encuentra el *lagoon*, extensión de agua marina somera comunicada con la mar por *golas*, que funcionan como canales de marea, fig. 13.23, y protegida del oleaje.

El proceso de acreción de una isla barrera está sometido, en buen tiempo, al mismo mecanismo visto para la playa abierta, sin embargo, los efectos del viento sobre lo que constituye su playa seca dan lugar en muchos casos a la ocupación del lagoon con derrames de dunas. Accidentalmente si al lagoon acceden corrientes que transporten finos en suspensión (tanto corrientes terrestres como de marea entrantes), se pueden formar depósitos marismales (el proceso de formación de la marisma se detallará en el punto siguiente). Además el lagoon es un área de intensa colonización de organismos cuyos caparzones, al morir, se depositan en su fondo. Estos procesos combinados pueden dar lugar a la colmatación del lagoon, ya que el cañon de erosión de las corrientes de marea tiene efectos muy limitados, con la consiguiente unión de la

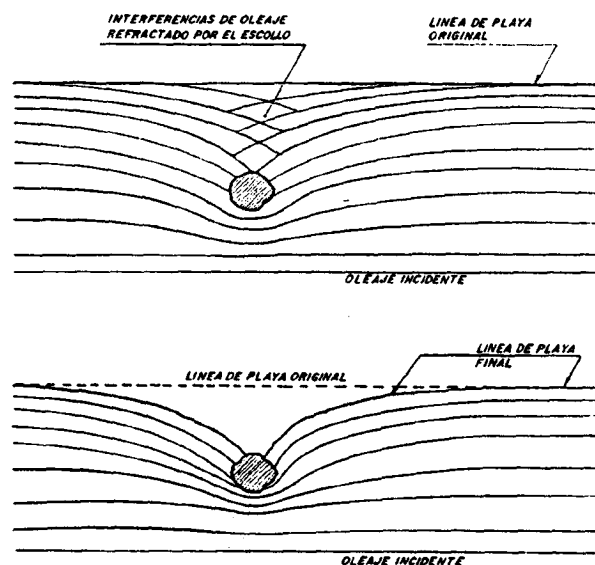


Fig. 13.22.- Formación de un tómbolo. La existencia de escollo determina una desviación del frente de oleaje. Pasado el mismo se produce la incidencia de los oleajes aparentemente oblicuos a la línea de costa.

Isla Barrera a tierra, que ahora formará la nueva costa, teniendo a su espalda una llanura deprimida temporalmente inundable y una fósil tierra adentro. Las golgas de comunicación del lagoon con el mar abierto no son invariables en el tiempo. Pueden cerrarse en épocas de buen tiempo y abrirse en el mismo lugar o en otro en épocas de tormenta. Su conservación suele depender en gran medida de la intensidad de las corrientes de marea.

#### 13.3.4. Acción de las Corrientes, Mareas y Vegetación

A parte del transporte sobre la zona interior (ohshore) de la playa, un oleaje dominante oblicuo a una costa origina una corriente costera paralela a la misma en la zona exterior (off-shore). Esta corriente interconecta en muchos casos tramos de playa ("fondos móviles") separados por acantilados o rasas ("fondos fijos") situados en la costa, pero al pié de los cuales la playa sumergida es continua.

En general estas corrientes suelen tener importancia geomorfológica en las costas de orientación constante y plataforma continental amplia, como es el caso de la costa mediterránea española entre Tarragona y Denia. En este aspecto, la migración de arenas de nordeste a sureste no se produce únicamente en los

tramos de playa abierta o apoyada, sino que es general desde el Cabo Salou (posiblemente desde Garraf) hasta el Cabo S. Antonio, de esta forma los aportes sólidos del río Ebro se distribuyen por toda la costa de Castellón y Valencia.

En cuanto a la influencia de las corrientes oceánicas tiene interés exclusivamente en aquellos puntos de la costa sobre los que incide una de ellas. Aquí, lógicamente, se produce una sobre-elevación del nivel de las aguas que deberá evacuarse lateralmente; si en esta retirada lateral la configuración de la costa obliga a la corriente derivada a pasar por zonas muy estrechas, el efecto de la erosión de fondo en estos puntos puede ser muy importante, capaz incluso de eliminar los efectos de la corriente litoral de oleaje dominante, derivando el flujo de arena mar adentro o acumulándolo en una zona de costa.

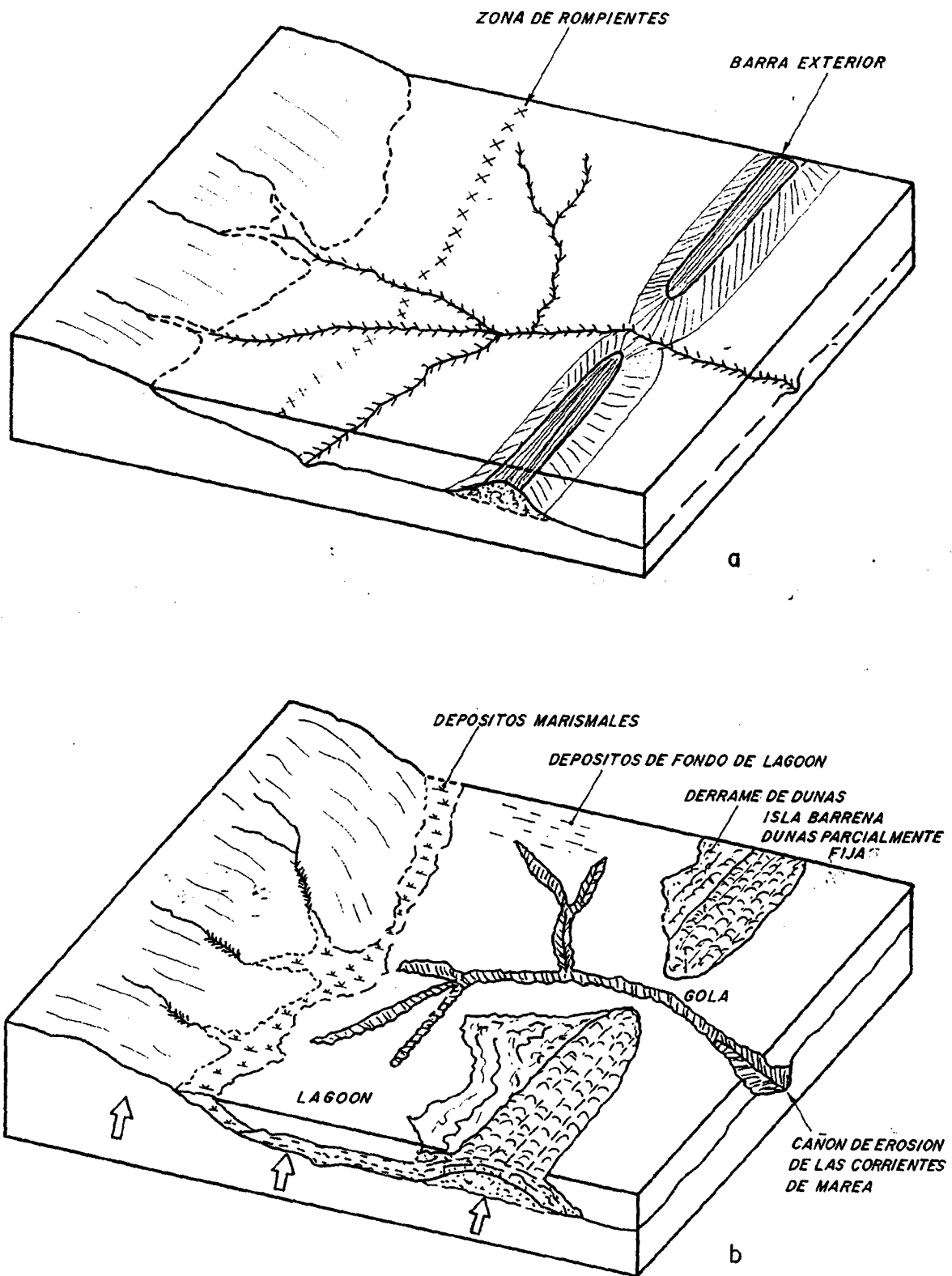


Fig. 13.23.- Proceso de formación de una Isla Barrera.

a) Estado inicial

b) Estado final tras la elevación isostática de fondos (U)

Un tercer tipo de corrientes corresponde a las inducidas por la marea. En una playa abierta, el ascenso del nivel en pleamar normalmente se traduce en un traslado (hacia tierra) de la zona de rompientes y estrán, tanto más acusado cuanto más tendido sea el perfil de playa; a partir de aquí se remodelan algo las pendientes, sin que, en general, sean mayores sus efectos geomorfológicos. Sin embargo, en el caso de los estuarios, bahías cerradas o lagunas costeras comunicadas con el mar, los efectos de las corrientes de marea son muy importantes. Tanto es así que, si la carrera de marea es significativa, los canales se mantienen abiertos pese a la tendencia de la deriva litoral a cerrarlos.

En los estuarios, la marea entrante contrarresta normalmente la corriente fluvial, provocando una contracorriente río arriba. Esta contracorriente se acelera conforme la marea sube, y se mantiene tras la pleamar durante una hora o algo más, atenuándose luego hasta detenerse progresivamente. Más tarde, se invierte el sentido acelerándose de nuevo hasta el momento de la bajamar. Evidentemente el flujo resultante hacia el mar debe ser mayor que el entrante, teniendo en cuenta los aportes fluviales, pero las corrientes que se producen en el estuario distan mucho de ser sencillas. La influencia de las formas y profundidad del fondo, el caudal del río, la carrera de marea (cambiante de un lugar a otro, pero también en el mismo lugar para distinto tiempo) hacen que cada caso deba estudiarse particularmente.

No obstante, hay algunos elementos comunes que es necesario tener en consideración, como es el caso de la formación de marismas. Las corrientes de marea, salvo en el paso por canales estrechos como hemos dicho, no son suficientemente veloces para transportar arena, pero si llevan gran cantidad de finos (limo y arcilla) en suspensión; estos materiales pueden proceder de aportes fluviales, erosión de cantiles y rasas próximas o de remoción de fondos profundos en épocas de tormenta. Cuando el agua salada del mar se mezcla con la dulce, los finos en suspensión *floculan*, es decir, se concentran en pequeños agregados, y se decantan depositándose en el fondo del estuario, junto con un alto contenido en materia orgánica.

Con el tiempo, estos sedimentos llegan a colmatar el estuario (o la bahía) dando lugar a las *llanuras de fango* ("mud flats"), grandes extensiones de limos y arcillas flojos, saturados y salobres que quedan descubiertos en bajamar e inundados en pleamar; progresivamente se colonizan por vegetación salobre, entre cuyos tallos quedan atrapados más sedimentos; la cota de la llanura progresa así elevando ligeramente por encima del nivel de pleamar, dando lugar a una *marisma*. Por entre esta zona más elevada discurren

numerosos canales, serpenteantes y anartomosados, son los *canales de marea*, por unos (canales de estero) el agua del mar penetra y por otros (canales de desostero) retorna al mar en refluo. Finalmente, si también se producen depósitos en los canales, puede emerger todo el conjunto salvo el canal del río en el caso del estuario; no obstante el proceso puede reiniciarse, ya que el depósito fangoso que forma la marisma, al emerger y desecarse da lugar a una subsidencia por decantación, lo que puede permitir una nueva invasión marina (fig. 13.24).

### 13.3.5. El caso particular de los Deltas

Un *delta* no es un elemento geomorfológico que se deba exclusivamente a la acción del mar, obviamente implica la existencia de un río con una carga sólida importante. Sin embargo, su importancia en la configuración costera como fuente del futuro material que va a configurar las playas próximas es tan importante que debe ser tratado aquí.

Un delta se forma cuando la acumulación de sedimentos que aporta una corriente fluvial supera la capacidad de erosión y transporte del mar, bien sea por oleaje de tormenta, corriente de deriva o corriente de marea.

La ausencia de mareas importantes es una condición favorable, pero incluso en costas con carreras de marea considerables, llegan a formarse deltas.

Un delta, en realidad, no es sino un caso particular de depósitos aluviales. La corriente fluvial cargada de sólidos pierde velocidad bruscamente al llegar al mar y deposita su carga. No obstante, hay otros factores particulares que condicionan tanto el volumen del depósito como su situación. La densidad de la corriente fluvial y la diferencia de su salinidad con la de las aguas del mar donde desemboca afectan a la velocidad del depósito. Un río cenagoso con abundante material fino en suspensión que desemboca en un mar de alta salinidad, deposita inmediatamente su carga debido a los fenómenos de floculación. Por el contrario, un río con abundante carga sólida de carácter más granular que desemboca en un mar de escasa salinidad puede arrastrar el material en forma de corriente de fondo hasta zonas profundas sin dar lugar a un delta emergido.

En cualquier caso, al principio de la formación del delta, la profundidad del mar en la zona de depósito es pequeña, pero conforme el delta crece, la

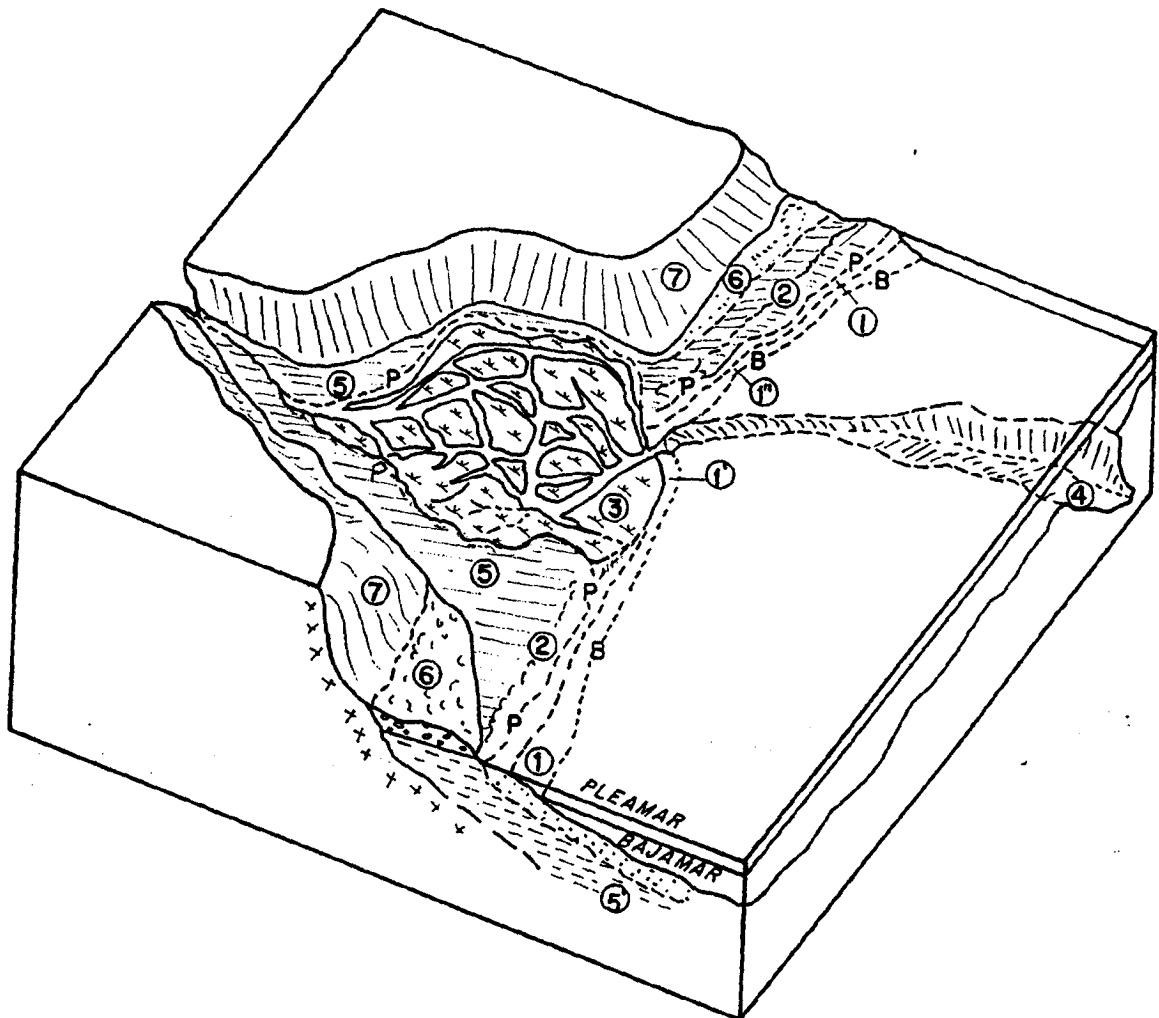


Fig. 13.24.- Estuarios en fase de colmatación - marisma.

- |                          |                            |                           |
|--------------------------|----------------------------|---------------------------|
| 1 Playa                  | 1' Flecha litoral          | 2' Contraflecha           |
| 2 Campo de Dunas         | 3 Marisma                  | 4 Valle Fluvial sumergido |
| 5 Llanura aluvial actual | 5' Llanura fluvial antigua |                           |
| 6 Pie de Monte           | 7 Cantiles                 |                           |
| B Línea de Bajamar       | P Línea de Pleamar         |                           |

profundidad aumenta. El talud frontal del depósito va aumentando así su inclinación hasta sobrepasar el ángulo de equilibrio de los depósitos, se produce entonces una verdadera avalancha submarina que puede modificar el frente deltaico.

Esta inclinación frontal de los depósitos contrasta con la subhorizontal que va formándose en la parte posterior del delta. El proceso deposicional

progresará hacia aguas arriba del río horizontalizando la pendiente, el efecto sobre el canal fluvial se refuerza al aumentar el recorrido fluvial por crecimiento del delta. El río entonces deposita materiales en los bordes del canal, dando lugar a levées o motas en las orillas y barras centrales en el cauce. El resultado final es un canal sobre-elevado sobre la llanura aluvial o sobre la playa sumergida circundante, según se trate de un delta arqueado o digitado. Un proceso de crecida fluvial

puede llegar a romper por desbordamiento las motas, el nuevo canal abierto tiene mayor pendiente, por lo que progresivamente capta mayor caudal. Tras la crecida, el nuevo distributario puede llegar a ser principal cambiando la situación del frente deltaico activo, el frente original puede entonces estacionarse o retroceder.

#### 13.3.6. Costas orgánicas

Como hemos visto, la influencia de la vegetación en la formación de las marismas es bastante importante. Tanto en los estuarios, como en fondos de bahías o incluso en frentes deltaicos fangosos, las plantas salobres fijan el terreno y progresivamente permiten su emersión.

Pero hay otros organismos que literalmente construyen la costa. Los más conocidos son los corales, la actividad constructora de las colonias de celentereos da lugar a la formación de arrecifes próximos a la costa o a *atolones*, islas circulares con una laguna interior sin relación con otras costas. Las condiciones de vida de los corales constructores determinan su localización:

- temperatura nunca inferior a 18° con media algo superior
- buena iluminación (fondos menores de 25 m)
- necesidad de inmersión casi continua (nunca sobrepasan el nivel medio de bajamar)
- fuerte salinidad (27 a 40 ‰)
- aguas limpias (sin depósitos en suspensión, por tanto no cerca de desembocaduras), ricas en oxígeno (agitadas pero no demasiado) y en materias nutritivas.

Por tanto sólo hay construcciones coralinas (no corales aislados o pequeñas colonias) en mares tropicales sin corrientes frías de fondo y alejados de las desembocaduras de los grandes ríos.

Más modestas son las construcciones de algas calcáreas como es la Terciárea tortuosa mediterránea. Dan lugar a placas planas de 0,5 a 1 m de anchura y varios centímetros de potencia en el nivel intermareal. En general, se disponen sobre rasas costeras semisumergidas, pero a veces logran extenderse sobre fondos arenosos a los que cementan "y fijan". También fijan aglomeraciones de conchuela y, asociadas a

briozoos, forman pequeños escollos en la playa sumergida. Si las condiciones locales les son favorables, pueden llegar a cementar barras sumergidas y dar lugar a arrecifes próximos a la costa semejantes en su forma, aunque no en su constitución, a las islas barrera.

#### 13.4. ALTERACIONES HUMANAS AL EQUILIBRIO NATURAL DE LAS COSTAS

Durante mucho tiempo la única alteración introducida por el hombre en la costa fué la construcción de puertos o ampliación de los refugios naturales para la navegación. Aunque los espigones más o menos normales a la costa casi siempre interrumpen algún tipo de transporte litoral, los efectos de las construcciones portuarias comerciales han tenido a lo largo de la historia un efecto muy limitado. La verdadera catástrofe, en cuanto se refiere a la interferencia del hombre sobre la geomorfología dinámica del litoral, ha ocurrido en los países industrializados en los últimos 50 años y ha sido consecuencia de la colonización y ocupación masiva de la costa; esta ocupación del interland costero ha dado lugar a alteraciones importantes, en muchos casos irreversibles.

Además hay un elemento diferenciador fundamental en lo que se refiere a obras portuarias y obras de defensa de costas. Las obras portuarias se sitúan en aguas relativamente profundas, con oleajes no rotos, en tanto que las obras costeras que aquí se comentan, se disponen en zonas de escaso calado y en muchos casos afectan al mismo estrán.

Su situación en las zonas donde el movimiento de los sólidos (arena, grava, fangos) es más importante, supone interferir en mayor o menor medida en la configuración de la costa en un plazo de tiempo variable. Los movimientos de fondos en el entorno de las obras portuarias (salvo en el comienzo de los espigones junto a la línea de costa, cuyos efectos son equiparables a las de barrera al transporte litoral) son, en general, más limitados.

Parece paradójico, pero así es, que obras destinadas a hacer más asequible al hombre las playas o ampliar el área de recreo, se revelen, incluso a corto plazo, causantes de la pérdida del espacio playero.

Obras de "defensa de costas" con proyectos insuficientemente estudiados, especulación sobre la planicie litoral, trabajos en ríos y estuarios, son algunas de las principales interferencias del hombre sobre la

costa. Veamos las principales.

#### 13.4.1. Urbanización de la Playa Alta

Ha sido muy común, y en muchos aspectos sigue siéndolo, considerar que el territorio donde no llega el agua nunca (ni en las grandes tormentas) no forma parte de la dinámica litoral. Basados en esta idea, en muchos casos se han eliminado campos de dunas, se han rellenado marismas, construido muros de contención y vales de separación o se ha excavado el terreno por debajo del nivel freático en los alrededores de la playa alta. Esto ha supuesto grandes cambios en la dinámica costera, cuyos efectos pueden agruparse en dos tipos principales: 1) Eliminación de las reservas de arenas capaces de regenerar la playa alta y el estrán tras la tormenta y 2) Alteración del drenaje hacia tierra del agua aportada por la ola remontante de buen tiempo.

Veamos en la figura 13.15 como, con un oleaje de buen tiempo, la mayor parte del agua que remonta el estrán se infiltra depositando la arena que transporta en el límite de la Playa Seca; esta arena es transportada por el viento hacia tierra formando el campo de dunas. Tras ésta, puede existir un marjal hacia el que fácilmente drena el agua infiltrada y si no hay marjal en cualquier caso el agua se infiltrará en el campo de dunas, es la situación A (sin modificaciones) de la figura 13.25.

La urbanización del marjal supone habitualmente el terraplenado de las áreas bajas que lo constituyen y la construcción de un muro de contención que marca el límite de urbanización bien sea de los materiales de relleno hacia la playa, bien del campo de dunas hacia tierra. Es la situación B de la figura 13.25; en este caso se corta el flujo de agua marina infiltrada hacia el marjal; el nivel freático de la playa alta se eleva y en consecuencia el volumen que puede infiltrarse es menor, por lo que parte del agua retorna por la superficie arrastrando arena hacia el mar; como resultado final el balance neto de aporte de arena de mar a tierra es menor. Además de estos efectos, la circulación del aire sobre la playa seca se ve modificada por el muro; la capa de aire de velocidad máxima ya no es la que está en contacto con el terreno, por lo que, aunque el viento se produce una acumulación de arena contra el muro, no puede mantener la pendiente original de barlovento y ésta, la arena, ocupa el surco existente entre la cresta de la playa alta y la antigua cresta del campo de dunas. Se regulariza entonces la pendiente en la playa seca que se hace continua desde el límite del estrán hasta el muro.

Los efectos del oleaje de tormenta sobre esta nueva configuración pueden verse en la sección C de la misma figura. En ella se aprecia como, a diferencia de la figura 13.16 en un perfil natural donde el campo de dunas no se moja, o se moja sólo parcialmente la erosión afecta prácticamente a toda la playa. Las dificultades de recuperación del perfil original por el oleaje de buen tiempo, al tener un muy escaso aporte de las "reservas" del lado de tierra que suavicen la suerte pendiente de la parte alta de la playa, presenta mayores dificultades.

Muy probablemente a largo plazo la anchura de playa activa disminuirá, hasta acomodarse el conjunto al nuevo espacio.

Si además del marjal se urbaniza el campo de dunas, situación D de la figura 13.25, los efectos sobre la playa son aún más destructivos. En primer lugar en buen tiempo el nivel freático de la playa seca está permanentemente alto; la infiltración del oleaje remontante es mínima y el aporte neto de arena muy pequeño. Igualmente el efecto remontante del viento sobre la arena es escaso al despegar la corriente aérea del suelo con lo que el escaso aporte del oleaje permanece en la parte superior del estrán. Los efectos de la tormenta sobre este perfil son devastadores. Al no existir arena de reserva en la playa alta que lo atenúe, tras la erosión se mantiene un perfil de fuerte pendiente; el oleaje de buen tiempo de baja sobrelevación no tiene capacidad para remontarlo, no hay infiltración, por lo que su efecto no es de acumulación sino también de erosión aunque sea mucho menor que el del oleaje de tormenta. En consecuencia la playa emergida disminuye en anchura de forma continua (rápidamente en invierno, lentamente en verano) hasta desaparecer.

Resumiendo: los efectos de urbanización de una playa abierta con oleaje incidente perpendicularmente a la costa se manifiestan de dos formas:

- La eliminación o disminución del volumen de arena; como consecuencia la disminución en anchura de la zona activa en la playa alta limita la recuperación del perfil de buen tiempo y, a largo plazo, puede hacer desaparecer la playa.
- Cualquier estructura que modifique (eleve) la situación del nivel freático natural en la playa alta, limita la infiltración de la ola que remonta el estrán y disminuye o anula el aporte de arena de mar a tierra por el oleaje de buen tiempo. Este efecto es

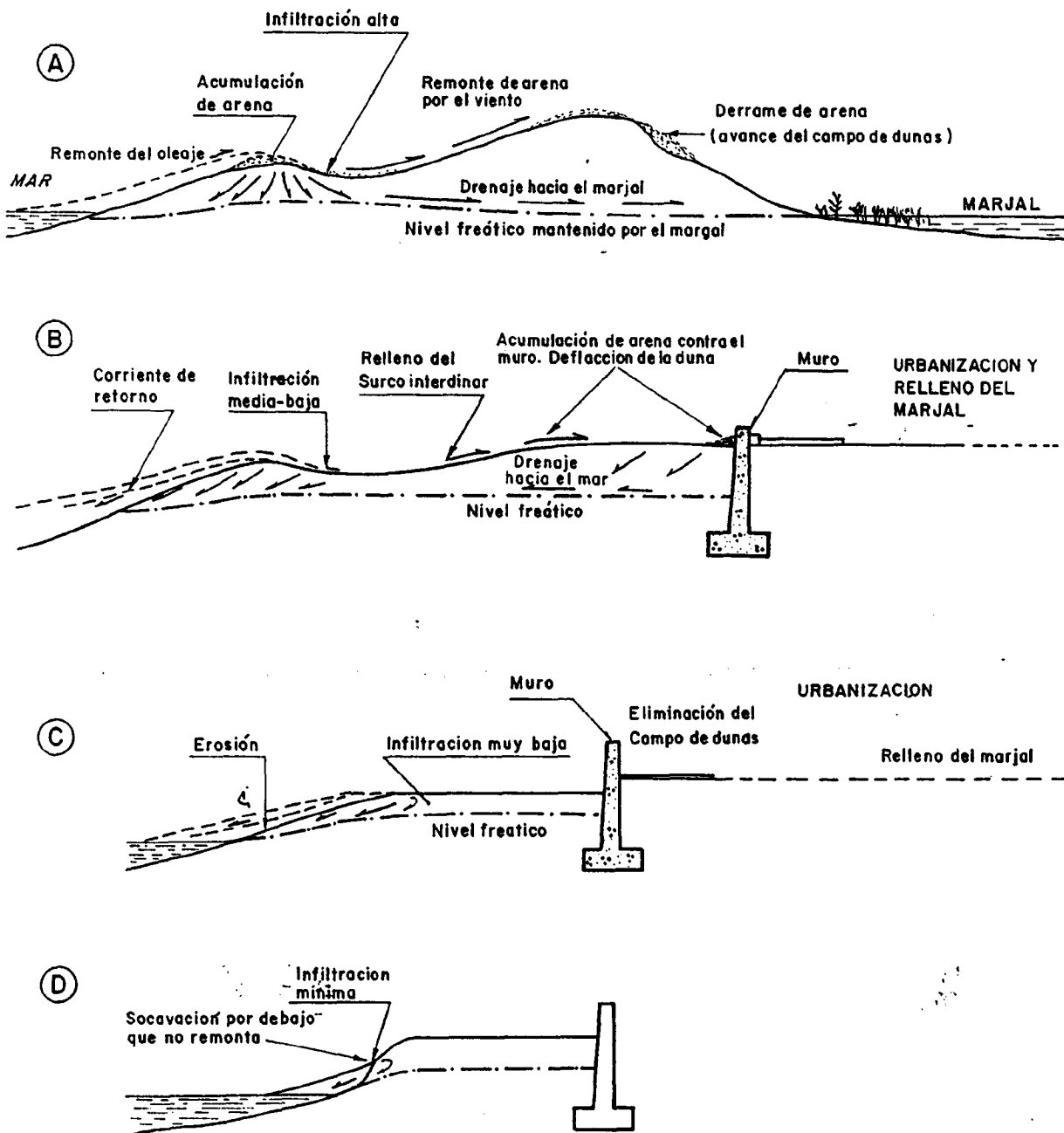


Fig. 13.25.- Efectos de la urbanización de la playa alta y los marjales adyacentes sobre la morfología costera: **A**) Situación original con oleaje de buen tiempo, se deduce acumulación de arena, parte del agua infiltrada dreña hacia el marjal. **B**) Relleno del marjal, la urbanización respeta el campo dunar; descende la infiltración (el drenaje es siempre hacia el mar) al subir el nivel freático; descende el transporte eólico, se deflacta la duna, se rellena el surco entre la playa alta y la duna; el aporte de arena desde el mar se mantiene, si bien disminuye el volumen. **C**) La urbanización elimina el campo dunar, con buen tiempo la infiltración es muy baja al subir más el nivel freático, se produce erosión en el estran que prácticamente constriñe el aporte del mar. **D**) Tras la tormenta el oleaje de bueno no puede superar el talud y no acumula arena, antes bien socava y el "talud" abanza progresivamente hacia la tierra.



idéntico si la elevación del nivel freático en la playa seca se produce por aporte artificial de agua a la playa.

#### 13.4.2. Creación de Barreras al Transporte Litoral

Cuando la incidencia del oleaje es oblicua sobre la playa, cualquier estructura artificial que afecte al estrán determinará la acumulación de arena en la zona de barlovento. Pero dado que sobrepasado el obstáculo, el oleaje seguirá afectando al siguiente tramo de playa, se producirá en él una erosión efectiva pues la arena removida no es reemplazada por la que quedó retenida contra la estructura. Si el fenómeno continúa puede llegar a formar una flecha partiendo del extremo de la estructura que reforzará la circulación turbillonar (erosiva) a sotavento del obstáculo, ver fig. 13.26.

Los efectos del oleaje de tormenta oblicuo sobre una estructura normal a la costa producirían el efecto contrario, erosión a barlovento y falta de erosión (protección) a sotavento, fig. 13.27.

En el caso, relativamente frecuente, que los feches de swell y strom procedan de orientaciones distintas, los efectos de acumulación y erosión se suman, fig. 13.28 y a medio plazo darán lugar a la pérdida total de la playa en el lado erosivo de la estructura. Sin embargo, si proceden de la misma orientación el efecto de uno y otro podrá, en cierto modo, compensarse.

#### 13.4.3 Cegado de Fuentes de Aporte de Arena

Dado que, como hemos visto, una playa es el resultado de un equilibrio dinámico en el movimiento de la arena, cuando un tramo de costa no es un ámbito cerrado en el que el movimiento sea cíclico (y esto es muy difícil afirmando salvo en casos excepcionales) siempre se produce un flujo entrante y otro saliente del sistema.

Aunque no es única ni mucho menos, es evidente que la desembocadura de un río es una de las fuentes más importantes de aporte sólido a la costa. Las obras de embalses, derivaciones, transvases, etc. en el ámbito fluvial que supongan una disminución efectiva del caudal o una regularización del mismo, tendrán en seguida influencia apreciable en la costa. La influencia será mayor cuanto más próximas estén las obras a la desembocadura.

Ejemplos claros y recientes son conocidos: caso del Nilo o del Ebro cuyos deltas han cambiado (evidentemente a distinta escala) su tendencia creciente

por otra decreciente tras los cierres de las presas de Asuan y Mequinenza respectivamente. Pero no es solo en los frentes deltaicos, sino también en las playas dispuestas "aguas abajo" de la desembocadura en relación con la corriente costera, y esto aún en el caso de ríos de pequeño caudal medio con fuertes estiajes, aunque con crecidas importantes, como son los del sur peninsular.

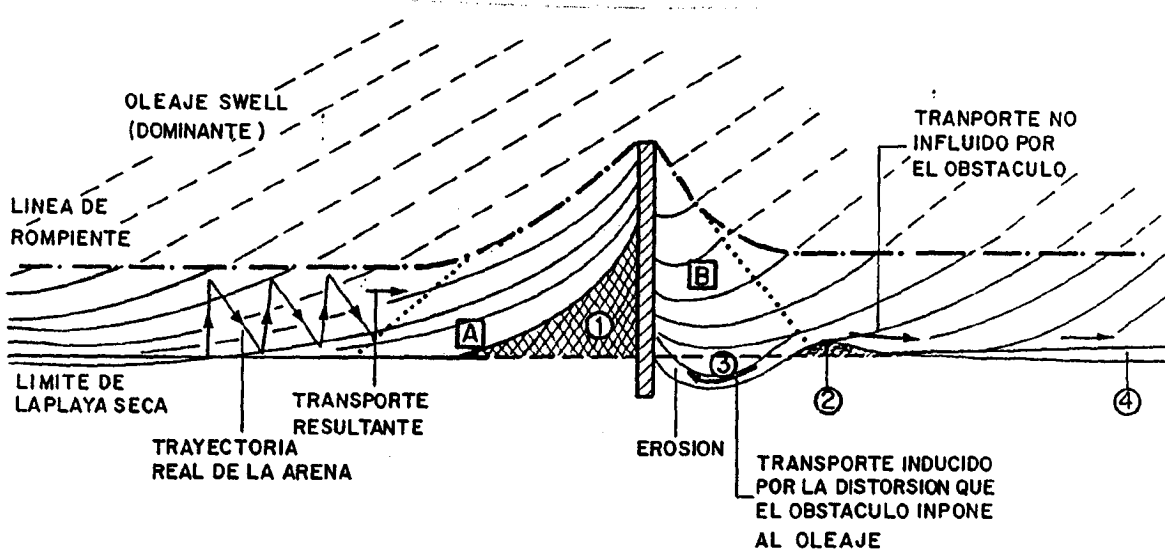
Otra fuente de aporte de material sólido a la playa es, al menos de forma inmediata, marina. Cuando una playa en equilibrio, carece de aportes del lado de tierra (desembocaduras fluviales, transporte eólico, etc) y manifiestamente se produce una deriva de arena de saldo neto negativo por parte del oleaje, parece evidente que debe recibir el aporte a través de corrientes submarinas; éstas pueden ser litorales sobre rasas sumergidas someras o poco profundas, o pueden proceder del fondo marino a través de grandes corrientes oceánicas. En el segundo caso es difícil que el hombre pueda interferir de forma eficaz en el transporte, pero es fácil que lo haga en el primero. No es necesario para tal efecto construir estructuras emergentes o submarinas, a veces es suficiente con la existencia de un emisario submarino cuyo flujo al desembocar oblique a la deriva hacia mar adentro de la corriente que, de forma natural, arrastraban la arena hasta la playa (Fig. 13.29).

#### 13.4.4. Extracción de Arena en la Playa Emergida

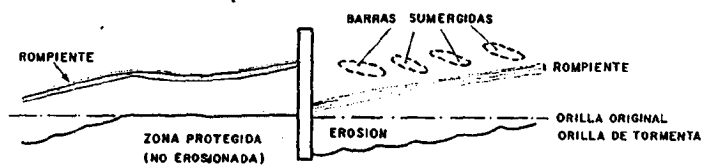
La explotación de los arenales costeros sobre áreas donde no consta que el volumen neto del flujo de arena en períodos de tiempo suficientemente largos sea excedentario, puede calificarse de erosión humana. Aparentemente un campo de dunas es un exceso de la playa, o al menos así se ha considerado en otras épocas.

El conocimiento de la dinámica costera, puesto de manifiesto en los puntos anteriores, no hace necesaria una mayor explicación del aserto: cualesquiera variación sobre el campo de dunas influye sobre la playa.

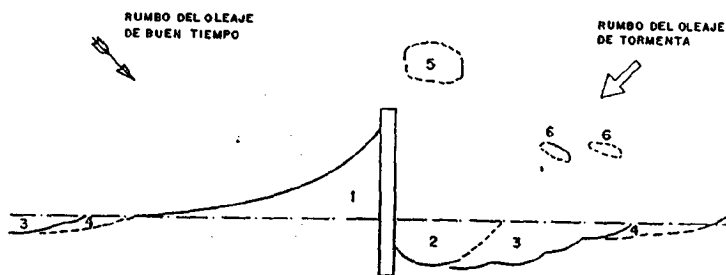
Ciertamente existen áreas costeras excedentarias en arenas y en las que no solo es posible la extracción, sino a veces necesaria para evitar la invasión dunar tierra adentro. Pero conviene asegurar con mediciones volumétricas claras, extendidas en el tiempo y en el espacio (el ideal sería a todo el sistema litoral implicado limitado por discontinuidades probadas en el transporte) si es real el pretendido exceso en el aporte de arenas.



**Fig. 13.26.-** Efecto de una estructura normal a la costa que corta el estran sobre el transporte inducido por el oleaje del buen tiempo. Acumulación a barlomento del obstáculo - Efecto de acumulación en el cambio de sentido del transporte - 3 y 4 - Playa decreciente erosión Efecto del transporte inducido por el obstáculo - Zona de arrastre sin aporte.



**Fig. 13.27.-** Efecto de una estructura normal a la costa con oleaje de tormenta.



**Fig. 13.28.-** Efecto combinado de los oleajes de buen tiempo y de tormenta oblicuos y de rumbos distintos sobre una estructura normal a la costa: 1 Acreción de buen tiempo. - 2 Erosión de buen tiempo. - 3 Erosión de tormenta. - 4 Zona donde la acreción de buen tiempo compensa la erosión de tormenta. - 5 Depósitos submarinos de buen tiempo. - 6 Barras de tormenta.

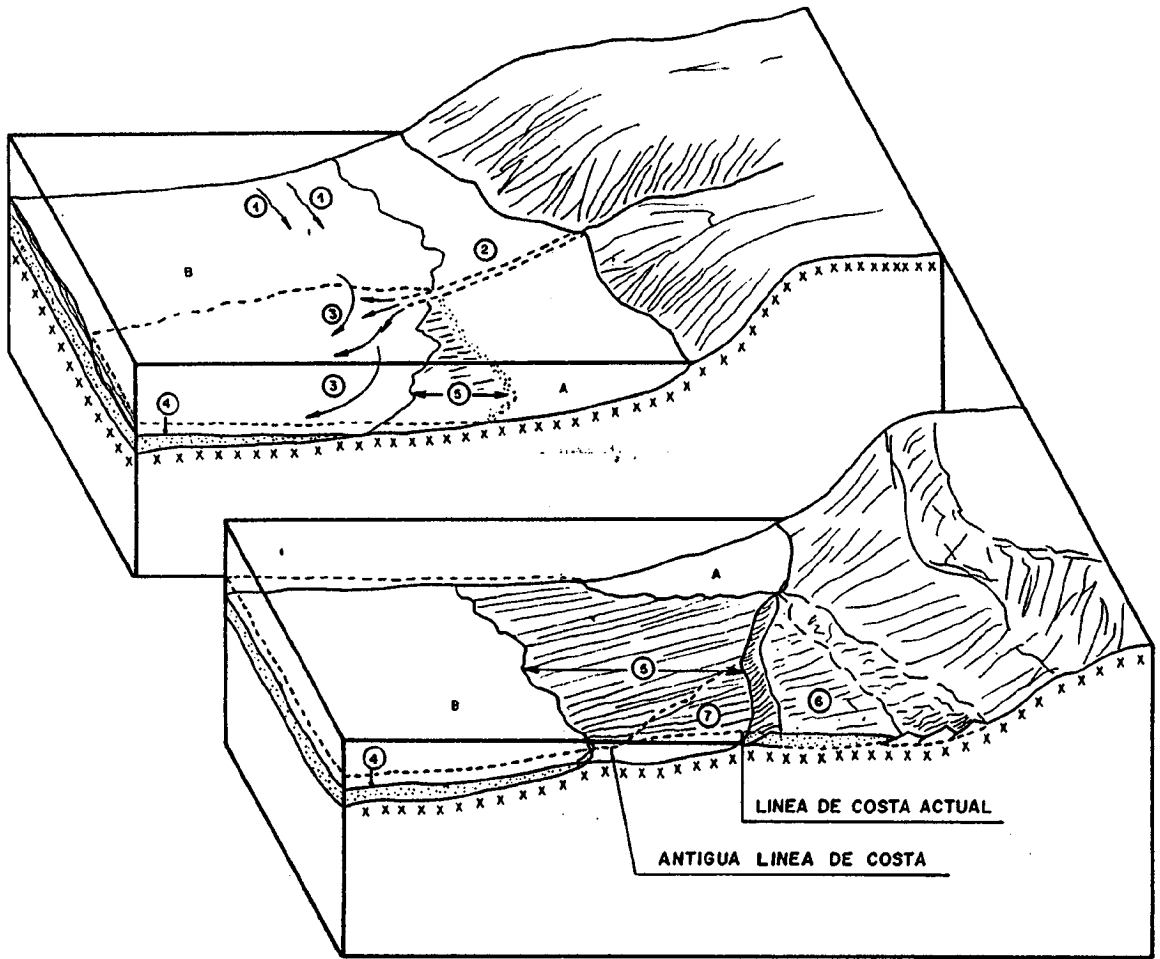


Fig. 13.29.- Efectos derivados del corte del flujo submarino de arenas por parte de la corriente inducida por un emisario submarino Pérdida en potencia y amplitud de la playa sumergida y subalimentación de la playa emergida con pérdida superficial al quedar la rasa al descubierto - A fondos de roca B - fondos de arena.

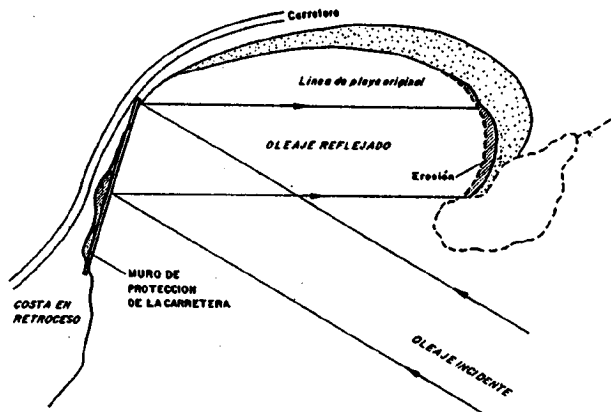


Fig. 13.30.- Efecto de la reflexión del oleaje sobre una estructura de protección tipo pantalla que no disipa la energía incidente.

#### 13.4.5 Estructuras Reflectoras del Oleaje

Sea cual sea la configuración de la costa, su resultado final es la disipación de la energía del oleaje incidente. En las costas en retroceso parte de esa energía se utiliza en la erosión de los fondos fijos o móviles. Si el hombre decide proteger ese tramo de costa mediante una estructura resistente, el exceso de energía puede ser disipado en la estructura y su entorno (agitación-espuma) o reflejado. En este segundo caso puede incidir sobre tramos próximos de la costa que, estando en equilibrio con el oleaje propio, pueden no estarlo con la combinación del propio y el reflejado, figura 13.30.

#### 13.4.6 Remoción o Construcción de Barras u Obstáculos Sumergidos Paralelos a la Costa

Cualquier obstáculo sumergido con cierto desarrollo paralelo a la costa actúa como pantalla que disipa parcialmente la energía transmitida por el oleaje. Puede ser una barra estacionaria de arena, un escollo o un campo de algas pero su efecto es semejante.

En la figura 13.31 se aprecia esquemáticamente tal disminución de energía, y en consecuencia, la disminución de la capacidad de transporte de la corriente costera inducida. La forma de equilibrio en este caso es un hemitómbolo.

Si eliminamos el obstáculo por dragado de arena o la contaminación determina la muerte de la vegetación, evidentemente se producirá una homogeneización de la anchura de la playa, es decir la playa localmente más ancha se estrechará.

Naturalmente que el proceso contrario también es posible; en circunstancias normales con oleaje oblicuo dominante, se puede propiciar la formación de hemitómbolos mediante obstáculos artificiales sumergidos, aunque en este caso debe estudiarse el efecto "aguas abajo" en el tramo de costa que reciba un menor aporte de arena hasta que el flujo se estabilice.

#### 13.4.7 Actuaciones sobre Estuarios

La tendencia normal de los estuarios es rellenarse en un plazo más o menos largo salvo que la corriente fluvial sea de gran intensidad. En general, estuarios y rías corresponden a la ocupación por el mar de la parte final de los respectivos valles fluviales; consecuentemente a esta elevación del nivel de base del río corresponde una deposición fluvial muy activa.

Si a ello se une el proceso de floculación de finos anteriormente aludido y el posible cierre de la bocana (total o parcial) por barras costeras, parece justificado que, en períodos relativamente cortos de tiempo, el estuario se rellene, pase a ser una marisma y finalmente una llanura costera.

Pero los estuarios son también buenos puertos naturales por lo que el hombre trata de mantener y aún aumentar su calado luchando contra la sedimentación.

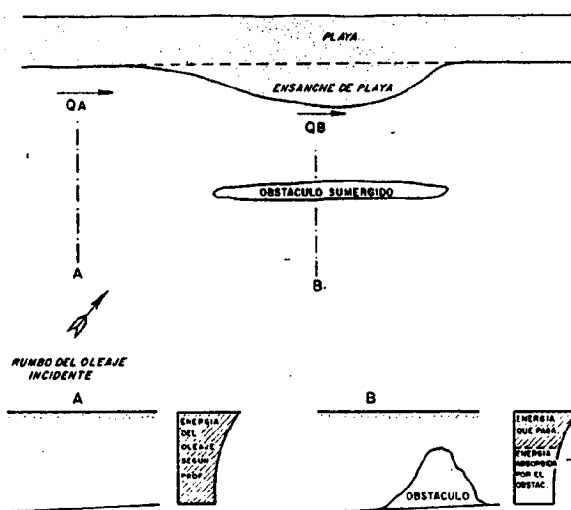
Ya hemos dicho también que la dinámica estuarina es muy compleja y particular de cada caso, por lo que los efectos de las obras que puedan haberse realizado en algunos de ellos difícilmente serán extrapolables a otros. Sin embargo, debe tenerse en cuenta que el dragado de canales, cuando afecta a la flecha o barra de cierre, puede afectar no sólo al estuario sino a las zonas de costa adyacentes. Sus efectos sobre la corriente costera pueden ser semejantes a un sumidero de arenas con arrastre hacia el mar, y esto independientemente de las variaciones inducidas por los dragados en los canales de estero o desestero, que pueden cambiar drásticamente la circulación de partículas sólidas en el área.

#### 13.4.8 Otras Actuaciones

La construcción de estructuras sumergidas no paralelas a la costa en el estrán y playa baja como pueden ser apoyos de emisarios o sistemas de transmisión submarinos, el tráfico rodado sobre campos de dunas o playas, la deforestación por tala o fuego de bosques litorales o el sobrepastoreo de la vegetación herbácea junto a la costa, pueden ser actuaciones que alteren la dinámica litoral. Ciertamente su incidencia no es tan importante como las anteriormente comentadas, pero conviene tenerlas en cuenta sobre todo en aquellas áreas donde el equilibrio dinámico sea precario.

Sus efectos a veces no son proporcionales a la causa desencadenante; pensemos simplemente que la pérdida de cubierta vegetal puede introducir de nuevo en el sistema volúmenes importantes de arenas fijas; también el tráfico sobre la playa puede modificar la situación de las corrientes de resaca o ampliar la zona de estrán por degradación de la cresta de playa, etc.

Igualmente los efectos de la contaminación del agua costera por efluentes orgánicos, pesticidas, insecticidas, etc. pueden alterar de algún modo la dinámica litoral en mares cerrados, bahías o plataformas con corrientes débiles.



**Fig. 13.31.-** Disminución de la energía del oleaje que llega a la playa por la existencia de un obstáculo sumergido (B) frente al que la alcanza su obstáculo (A). El resultado de la menor energía es una disminución del transporte litoral  $Q_B < Q_A$  y la formación de un hermitombolo o ensanche de playa.

## CAPITULO 14

### CIMENTACIONES

#### 14.1 INTRODUCCION

Una vez conocida la naturaleza del terreno se plantea al problema de elegir la cimentación más adecuada, tanto desde el punto de vista geotécnico y estructural como económico, estando éste último punto muy ligado a la mayor o menor facilidad constructiva.

La adopción de una determinada solución de cimentación no es la conclusión de un proceso matemático sino más bien un arte en el que queda mucho lugar a la experiencia y a la valoración simultánea de numerosos factores.

Para estar correctamente diseñada una cimentación debe cumplir las condiciones siguientes:

- Transmitir al terreno las cargas de la estructura con deformaciones (asientos) tolerables, garantizando una seguridad suficiente frente a la rotura o hundimiento.
- Poseer suficiente resistencia como elemento estructural.
- No resultar afectado por la eventual agresividad del terreno.
- Estar suficientemente protegida frente a las modificaciones naturales o artificiales del entorno (helada, cambios de volumen, variaciones del nivel freático, efectos dinámicos, excavaciones próximas, etc.).

Habitualmente el diseño se realiza por tanteos ya que no se dispone de métodos para obtener directamente una presión de trabajo  $q_{adm}$ , con un coeficiente de seguridad  $F$  preestablecido respecto a la presión de hundimiento  $q_h$  ( $q_{adm} = q_h/F$ ) que, al mismo tiempo, dé lugar a un asiento admisible  $s_{adm}$ . El procedimiento tradicional comprende pues:

1. Determinación de la presión de hundimiento del terreno (para unas dimensiones de cimentación aproximadas).
2. Obtención de la presión de trabajo o admisible, introduciendo coeficientes de seguridad adecuados,

generalmente  $F = 2$  a  $3$ .

3. Reajuste, si es necesario, de las dimensiones de la cimentación.
4. Cálculo de los asientos esperables.
5. Modificación de las dimensiones si los asientos no son admisibles.

En determinados casos (por ejemplo, suelos arenosos compactos) la seguridad frente al hundimiento está asegurada y el cálculo se limita a la comprobación de los asientos, pero en general suele ser necesario el proceso completo.

Para el análisis de una cimentación debe partirse, por supuesto, de un estudio geotécnico que defina:

- La naturaleza y estratigrafía del terreno.
- Las propiedades de cada capa existente en la zona de influencia de las cimentaciones.
- Las condiciones del agua freática.

así como los aspectos relevantes del entorno como:

- La experiencia local y los antecedentes de cimentación, sobre todo si han existido problemas. De especial interés son los usos previos del solar y su historia anterior.
- Los condicionantes impuestos por otras estructuras o por servicios próximos o medianeros.
- Los antecedentes geológicos como fallas, fracturas, paleocauces, meandros, zonas de erosión, socavación o karstificación, laderas inestables, sismicidad, etc.
- Los datos hidrogeológicos, niveles freáticos y artesianos, sus oscilaciones, la existencia de pozos o captaciones, etc.

y cualquier otra información que pueda ser de interés para las obras que se proyectan.

Por lo que se refiere a las propiedades de los

## 14/2 CIMENTACIONES

terrenos más frecuentes, éstas deben concretarse en los parámetros siguientes:

### a) Suelos arcillosos y limosos, cohesivos

- Peso específico (seco o saturado)  $\gamma_d$ ,  $\gamma_{sat}$
- Humedad natural,  $w$
- Resistencia al corte sin drenaje (carga rápida)  $c_u$  (ensayos de compresión simple en laboratorio o pruebas de molinete, presiométricas o penetrométricas in situ).
- Resistencia al corte con drenaje (a largo plazo)  $c'$ ,  $\phi'$  (ensayos de corte o triaxiales)
- Deformabilidad  $E_u$ , ( $\nu_u = 0,5$ ),  $E'$ ,  $\nu'$  (correlaciones empíricas o pruebas de carga) (o los parámetros deducidos de ensayos edométricos:  $E_m$ ,  $C_c$ ,  $c_v$ ).

### b) Suelos arenosos, no cohesivos

- Peso específico correspondiente a la humedad natural
- Grado de compacidad y/o ángulo de rozamiento interno  $\phi'$  (generalmente deducido de correlaciones in situ con el ensayo estándar, valores penetrométricos, etc.).
- Deformabilidad  $E'$ ,  $\nu'$  (correlaciones análogas a las anteriores o ensayos de carga con placa).

La utilización de unos u otros parámetros depende del tipo de carga y de los métodos teóricos o semiempíricos recomendables en cada caso.

## 14.2 TIPOLOGIA

En la fig. 14.1. se muestran los tipos más usuales de cimentaciones. Una primera clasificación puede ser:

- cimentaciones superficiales
- cimentaciones profundas

Bajo la denominación de cimentaciones superficiales se engloban las *zapatas* y *losas* de cimentación, como elementos de transmisión de cargas al terreno a través de superficies de apoyo considerablemente más grandes que su canto o dimensión vertical. En estos elementos pueden producirse flexiones para determinadas condiciones de rigidez.

El nivel de apoyo o implantación suele ser reducido (generalmente inferior a 3 m) en el caso de zapatas, si bien puede resultar considerable en las cimentaciones por losa (caso de edificios con varios

sótanos). Por ello el concepto de superficial se refiere más a su extensión en planta que a la cota de apoyo.

Cuando las zapatas reciben cargas de un solo pilar se denominan aisladas, mientras que si la carga procede de varios pilares o un muro, se denominan continuas o corridas.

Las zapatas pueden llevar cargas centradas o excéntricas, como es el caso de las zapatas de medianería o las que soportan muros sometidos a empujes del terreno.

Las formas y materiales son muy variadas, aunque predominan las zapatas rígidas de hormigón armado.

Es frecuente unir entre sí las zapatas para impedir movimientos relativos, lo cual se consigue mediante vigas riostras o de atado.

Las losas suelen ser de canto constante, aunque también se construyen losas regreasadas en las zonas de ubicación de los pilares para mejorar la resistencia al punzonamiento. En algunos casos en que se requiere gran rigidez y poco peso, se hacen losas celulares aligeradas.

Dentro de las cimentaciones profundas se incluyen fundamentalmente los *pozos*, los *cajones* y los *pilotes*.

Los pozos se excavan manualmente colocando al avance un revestimiento de mampostería, ladrillo u hormigón hasta llegar a una base firme, generalmente no muy profunda. Por tanto, deben tener dimensiones que permitan el trabajo en su interior y las condiciones de agua del terreno deben ser controlables mediante un agotamiento moderado. Los pozos pueden rellenarse en su totalidad o colocarles un tapón superior del que arranca la superestructura.

Los cajones suelen ser elementos prefabricados de considerables dimensiones, cuya penetración en el terreno se consigue mediante lastre y excavación interior (pozos indios) o, cuando existen cargas de agua importantes, excavando el terreno en una cámara de fondo bajo presión de aire comprimido y separada del exterior mediante exclusas.

Por último los pilotes son elementos de cimentación de gran longitud comparada con su sección transversal que se hincan por golpeo o se construyen en una cavidad previamente excavada en el terreno. Los

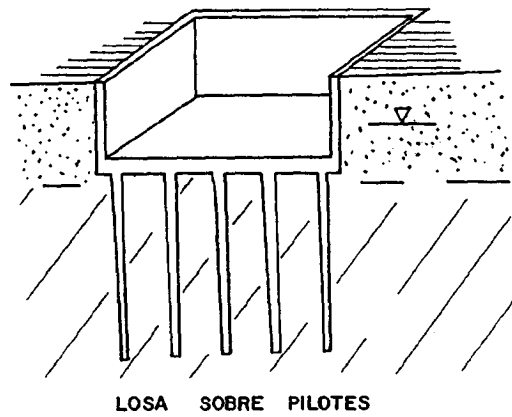
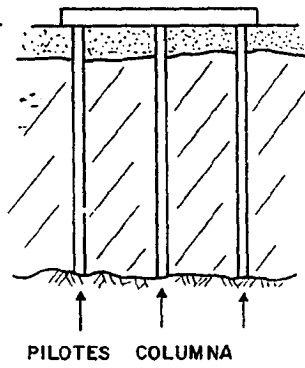
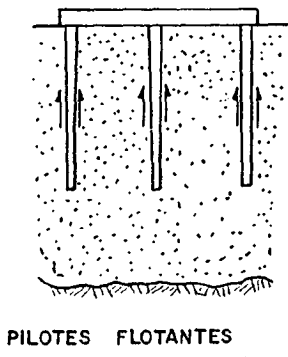
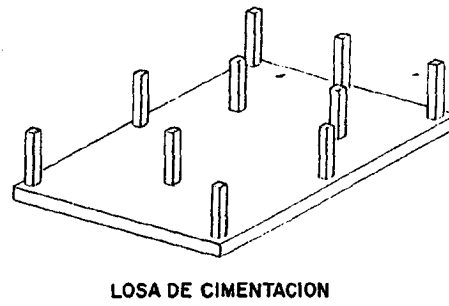
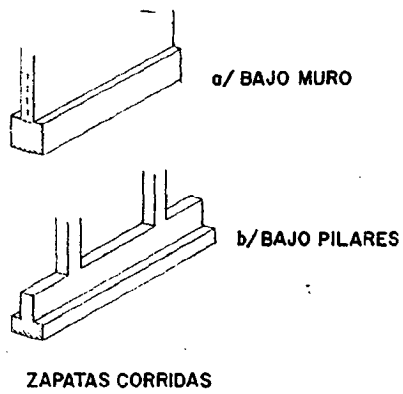
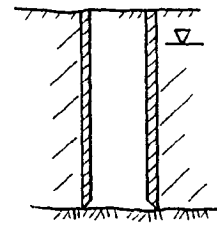
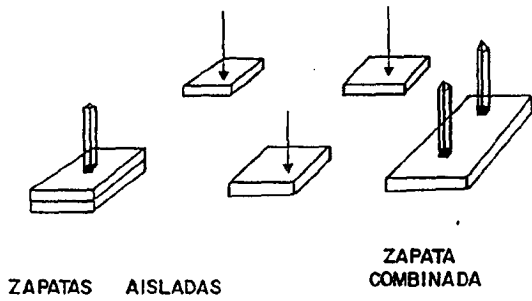


Fig. 14.1.- Tipología de cimentaciones



diámetros de los pilotes rara vez alcanzan los 2 m pero sus longitudes pueden llegar a 50 m ó incluso más.

Aunque antiguamente todos los pilotes eran demadera, en la actualidad sólo se utilizan pilotes de hormigón y, más raramente, metálicos:

Los tipos más usados en nuestro país son:

I. *Pilotes hincados prefabricados*

- De hormigón
- Metálicos (perfiles laminados, tubos huecos o rellenos, etcétera)
- Tubulares de hormigón armado o pretensado.

II. *Pilotes hormigonados in situ*

- Hinca de una entubación recuperable con un azuche o tapón perdido en la punta. Hormigón vertido o apisonado
- Perforados con cuchara, hélice, cabeza rotativa, etc., al abrigo o no de una entubación recuperable. Hormigonado con trompa desde el fondo
- Id. manteniendo la cavidad con lodos bentoníticos
- Barrenados, introduciendo un mortero a presión por el eje de la hélice que extrae el terreno y contiene la cavidad. Las armaduras se introducen con el mortero fresco.

Mucho menos utilizados son los pilotes de sección variable o telescópica, los roscados al terreno, los de camisa perdida para protección del hormigón, los hincados en agujeros preexcavados, etc.

La hinca puede hacerse por golpeo, vibración, a presión, etc. eventualmente ayudada con lanza de agua. Los pilotes ejecutados excavando el terreno se denominan de extracción mientras que los hincados son de desplazamiento produciéndose en este caso una cierta compactación del terreno (suelos arenosos) o un levantamiento del mismo (suelos arcillosos).

Por su forma de trabajo los pilotes se denominan de tipo *columna* cuando su punta alcanza un estrato firme o *flotantes* cuando se quedan en un estrato medianamente competente y comresible. En este último caso es frecuente su combinación con una losa superior de encepado que también transmite cargas al terreno.

14.3 VALORES EMPIRICOS DE LAS PRESIONES DE TRABAJO

Hasta épocas relativamente recientes las cimentaciones se proyectaban con las presiones de trabajo deducidas de la experiencia local. Estas presiones eran bastante conservadoras y por ello los fracasos no eran muy frecuentes si bien siempre existía la incertidumbre de la seguridad respecto a la rotura o hundimiento.

Al aumentar la altura de los edificios y la importancia de las cargas este método empezó a ser muy arriesgado, motivando el desarrollo de unas bases científicas de proyecto.

En las Tablas 14.1 y 14.2. se dan valores de presiones admisibles para diversos suelos, según se recogen en distintas normas o Códigos de construcción. Actualmente su uso sólo es aconsejable a nivel de tanteo o anteproyecto.

14.4 DETERMINACION DE LAS PRESIONES O CARGAS DE TRABAJO

14.4.1 Cimentaciones superficiales

En general se determina mediante modelos teóricos la presión de hundimiento  $q_h$  y sobre ella se adoptan reducciones dadas por un coeficiente de seguridad  $F$ , de valor comprendido entre 2 y 3 según la fiabilidad de los parámetros considerados y la probabilidad de presentación de las acciones. Se tiene así para la presión de trabajo o admisible.

$$q_{adm} = \frac{q_h}{F}$$

La expresión general de  $q_h$  es (1)

$$q_h = c N_c + q N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma$$

siendo

$q$  = sobrecarga sobre el nivel de cimentación =  $\gamma_1 D$

$B$  = ancho de la zapata corrida

$\gamma$  = peso específico del terreno bajo el nivel de cimentación

$c$  = cohesión del terreno de cimentación  $N_c, N_q, N_\gamma$ , factores de capacidad de carga, funciones únicamente del ángulo de rozamiento interno  $\phi$  y cuyos valores se indican en la tabla 14.3.

**Tabla 14.1.- Valores orientativos de las presiones de trabajo bajo carga vertical estática (según el código de práctica británico, CP 2004:1972)**

Grupo	Clase	Tipo de roca o suelo	Presión admisible kp/cm <sup>2</sup>	Observaciones
I. Rocas	1	Rocas ígneas o metasedimentarias sanas	100	
	2	Calizas y areniscas duras	40	Debe atravesarse la parte alterada
	3	Esquistos y pizarras	30	
	4	Argilitas y lutitas duras, areniscas blandas	20	
	5	Lutitas y argilitas blandas	6-10	
	6	Cretas y margas	6	
	7	Calizas y areniscas tableadas	—	Requieren un estudio especial
	8	Rocas muy fracturadas	—	
II. Suelos no cohesivos	9	Gravas o mezclas granulares compactas	>6	Cimientos de B ≥ 1 m
	10	Arenas y gravas de compactación media	2-6	Nivel freático a una profundidad mayor que B bajo el cimiento
	11	Gravas y arenas flojas	<2	
	12	Arena compacta	>3	
	13	Arena media	1-3	
	14	Arena suelta	<1	
III. Suelos cohesivos	15	Arcillas muy duras, event. con grava	3-6	Son de esperar asentamientos de consolidación a largo plazo
	16	Arcillas duras	1,5-3	
	17	Arcillas firmes	0,75-1,5	
	18	Arcillas y limos blandos	<0,75	
	19	Arcillas y limos muy blandos	No aplicable	

**Tabla 14.2.- Presiones admisibles (Kp/cm<sup>2</sup>) según la DIN 1054\***

I. Suelos no cohesivos - Estructuras sensibles a los asentamientos										
Profundidad de cimentación (m)	Zapatas corridas de ancho B =									
	0,5 m	1 m	1,5 m	2 m	2,5 m	3 m				
0,5	2	3	3,3	2,8	2,5	2,2				
1,0	2,7	3,7	3,6	3,1	2,7	2,4				
1,5	3,4	4,4	3,9	3,4	2,9	2,6				
2,0	4	5	4,2	3,6	3,1	2,8				
II. Suelos no cohesivos - Estructuras poco sensibles a los asentamientos										
0,5	2	3	4	5	—	—				
1,0	2,7	3,7	4,7	5,7	—	—				
1,5	3,4	4,4	5,4	6,4	—	—				
2,0	4	5	6	7	—	—				
III. Suelos cohesivos - Zapatas corridas de 0,5 a 2 m de ancho										
Profundidad de cimentación (m)	Limo de consistencia rígida a dura	Mezclas de arcilla con arena y/o grava, con consistencia			Limo arcilloso de consistencia			Arcilla de consistencia		
		Rígida	Semidura	Dura	Rígida	Semidura	Dura	Rígida	Semidura	Dura
0,5	1,3	1,5	2,2	3,3	1,2	1,7	2,8	0,9	1,4	2
1,0	1,8	1,8	2,8	3,8	1,4	2,1	3,2	1,1	1,8	2,4
1,5	2,2	2,2	3,3	4,4	1,6	2,5	3,6	1,3	2,1	2,7
2,0	2,5	2,5	3,7	5,0	1,8	2,8	4,0	1,5	2,3	3
Asiento esperable	2 cm	3 cm			4 cm			4 cm		

\* Terreno homogéneo, carga vertical estática y nivel freático a una profundidad B (suelos granulares) o 2B (suelos cohesivos).

Cuando la zapata no es una faja indefinida deben introducirse factores de corrección en la fórmula general (1) para tener en cuenta los efectos tridimensionales. De los numerosos valores propuestos en la literatura retendremos los siguientes, introducidos ya en la fórmula general:

$$q_h = c_u N_c + q$$

Zapata cuadrada o circular:

$$q_h = 1,2 c N_c + q N_q + 0,3 B_y N_y$$

Zapata rectangular (BxL):

$$q_h = \left( \frac{1+0,2B}{L} \right) c N_c + \left( 1 + \frac{B}{L} \operatorname{tg} \phi \right) q N_q + \frac{1}{2} \left( 1 - 0,4 \frac{B}{L} \right) B_y N_y$$

En la aplicación a los suelos reales se producen algunas modificaciones y simplificaciones de la fórmula general.

a.- Cimentaciones en arcilla

Como sabemos la resistencia de la arcilla varía según se permita o no el drenaje del agua intersticial, es decir, según el proceso de carga sea rápido (la velocidad actual de construcción de edificios) o lento.

En el primer caso se adoptan habitualmente como parámetros de resistencia

$$c_u = \frac{q_u}{2} \quad \text{y} \quad \phi = 0$$

con lo cual la fórmula general (1) queda

Tabla 14.3.- Factores de capacidad de carga

$\phi$	$N_c$	$N_q$	$N_y$	$N_c/N_q$	$\operatorname{tg} \phi$
0	5.14	1.00	0.09	0.20	0.00
1	5.38	1.09	0.07	0.20	0.02
2	5.63	1.20	0.15	0.21	0.03
3	5.90	1.31	0.24	0.22	0.05
4	6.19	1.43	0.34	0.23	0.07
5	6.49	1.57	0.45	0.24	0.09
6	6.81	1.72	0.57	0.25	0.11
7	7.16	1.88	0.71	0.26	0.12
8	7.53	2.06	0.86	0.27	0.14
9	7.92	2.25	1.03	0.28	0.16
10	8.35	2.47	1.22	0.30	0.18
11	8.80	2.71	1.44	0.31	0.19
12	9.28	2.97	1.69	0.32	0.21
13	9.81	3.26	1.97	0.33	0.23
14	10.37	3.59	2.29	0.35	0.25
15	10.98	3.94	2.65	0.36	0.27
16	11.63	4.34	3.06	0.37	0.29
17	12.34	4.77	3.53	0.39	0.31
18	13.10	5.26	4.07	0.40	0.32
19	13.93	5.80	4.68	0.42	0.34
20	14.83	6.40	5.39	0.43	0.36
21	15.82	7.07	6.20	0.45	0.38
22	16.88	7.82	7.13	0.46	0.40
23	18.05	8.66	8.20	0.48	0.42
24	19.32	9.60	9.44	0.50	0.45
25	20.72	10.66	10.88	0.51	0.47
26	22.25	11.85	12.54	0.53	0.49
27	23.94	13.20	14.47	0.55	0.51
28	25.80	14.72	16.72	0.54	0.53
29	27.86	16.44	19.34	0.59	0.55
30	30.14	18.40	22.40	0.61	0.58
31	32.67	20.63	25.99	0.63	0.60
32	35.49	23.18	30.22	0.65	0.62
33	38.64	26.09	35.19	0.68	0.65
34	42.16	29.44	41.06	0.70	0.67
35	46.12	33.30	48.03	0.72	0.70
36	50.59	37.75	56.31	0.75	0.73
37	55.63	42.92	66.19	0.77	0.75
38	61.35	48.93	78.03	0.80	0.78
39	67.87	55.96	92.25	0.82	0.81
40	75.31	64.20	109.41	0.85	0.84
41	83.86	73.90	130.22	0.88	0.87
42	93.71	85.38	155.55	0.91	0.90
43	105.11	99.02	186.54	0.94	0.93
44	118.37	115.31	224.64	0.97	0.97
45	133.88	134.88	271.76	1.01	1.00
46	152.10	158.51	330.35	1.04	1.04
47	173.64	187.21	403.67	1.08	1.07
48	199.26	222.31	496.01	1.12	1.11
49	229.93	265.51	613.16	1.15	1.15
50	266.89	319.07	762.89	1.20	1.19

Como se ve la presión de hundimiento es independiente de las dimensiones de cimentación.

En terrenos homogéneos resulta interesante sustituir la expresión (2) por

$$q_h = c N_c^*$$

en la que se tiene en cuenta la resistencia del terreno arcilloso situado por encima del nivel de cimentación, mediante un factor modificado de capacidad portante  $N_c^*$ , función de la profundidad de cimentación. En la fig. 14.2 se dan los valores de  $N_c^*$ , propuestos por Skempton (1951).

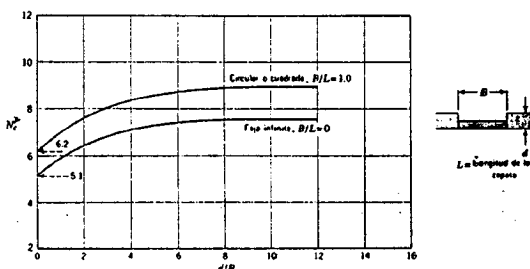


Fig. 14.2.- Factores de capacidad de carga para zapatas en arcilla (según Skempton, 1951).

Si de la presión que aplica la cimentación descontamos la presión  $q$  que ejercía el terreno excavado se obtiene la denominada presión neta. En términos de presión de hundimiento el valor neto será

$$q_{hn} = q_h - q = c N_c$$

y por consiguiente, en términos de presión admisible.

$$q_{adm, n} = \frac{q_{hn}}{F} = \frac{c N_c}{F}$$

La presión admisible total será:

$$q_{adm} = \frac{c N_c}{F} + q$$

Se comprende que no sería lógico minorar la presión de tierras, pues ésta se ejercía en su totalidad antes de excavar.

Cuando la carga se mantiene el tiempo suficiente para permitir la disipación completa de las sobrepresiones intersticiales, los parámetros de resistencia son los correspondientes a las tensiones efectivas,  $c'$  y  $\phi'$ , deducidos de ensayos de corte o triaxiales con drenaje o, eventualmente, de ensayos triaxiales rápidos con medida de presiones intersticiales.

La fórmula general (1) queda ahora

$$q_h = c' N_c + \gamma_{ef1} D N_q + \frac{1}{2} \gamma_{ef2} B N_\gamma$$

con los parámetros  $N_c$ ,  $N_q$ ,  $N_\gamma$  correspondientes a  $\phi'$ .

$\gamma_{ef1}$  es el peso específico efectivo del terreno situado sobre la base de cimentación (es decir, húmedo o saturado por encima del nivel freático y sumergido por debajo del mismo).

$\gamma_{ef2}$  es el peso específico efectivo del terreno situado bajo el nivel de cimentación.

Si el nivel freático queda en una posición intermedia respecto a la superficie teórica de deslizamiento el cálculo sólo puede realizarse de forma aproximada interpolando entre las situaciones límites de peso saturado y sumergido.

En general la presión de hundimiento a largo plazo suele ser más elevada que a corto plazo, por lo que la situación más crítica es la inicial, nada más aplicar la carga.

#### b.- Cimentaciones en arenas y suelos granulares

En este caso la aplicación de la fórmula general (1), con  $c = 0$ , suele dar presiones de hundimiento muy elevadas debido a los grandes valores de  $N_q$  y  $N_\gamma$  para los  $\phi$  usuales ( $> 30^\circ$ ). Sin embargo, no por ello queda asegurado que los asientos sean admisibles para que las presiones de trabajo así obtenidas, por lo cual se tiende

a fijar dichas presiones en relación con los asentamientos.

Dada la dificultad del muestreo y ensayo en laboratorio de estos suelos lo usual es utilizar parámetros de resistencia o deformabilidad deducidos de medidas in situ realizadas con penetrómetros, presiómetros, placas de carga, etc.

El método más antiguo es el de Terzaghi y Peck (1948) que da las expresiones siguientes (Fig. 14.3).

$$q_{adm} = \frac{N \cdot s}{8} \quad B \leq 1,20 \text{ m}$$

$$q_{adm} = \frac{N \cdot s}{12} \left( \frac{B+0,3}{B} \right)^2 \quad B > 1,20 \text{ m}$$

siendo  $q_{adm}$  la presión admisible en  $\text{Kp/cm}^2$  y  $s$  el asiento tolerable en pulgadas que en la fig. 14.3 se ha fijado como de 1 pulgada (2,54 cm).

$N$  es el número de golpes medio del ensayo de penetración estándar (S.P.T) en la profundidad de influencia de la cimentación ( $\approx 1,5 B$ ) y  $B$  el ancho de la misma.

c.- Cimentaciones sobre gravas, bolos, etc.

En este caso no son aplicables los métodos descritos para otros tipos de suelos. Salvo en casos especiales en que puede recurrirse a grandes ensayos de carga con placa, lo normal es que no se disponga de ningún parámetro utilizable en las fórmulas usuales, por lo que emplearse estimaciones razonables de las propiedades de deformabilidad, no siendo necesario preocuparse de la rotura del terreno.

A título orientativo pueden utilizarse las estimaciones de la Tabla 14.4.

d.- Cimentaciones sobre otros tipos de suelos

Los limos suelen plantear problemas específicos y generalmente constituyen un mal terreno de cimentación, pues, dan lugar a fenómenos de colapso, erosión interna, fluencia lenta, etc.

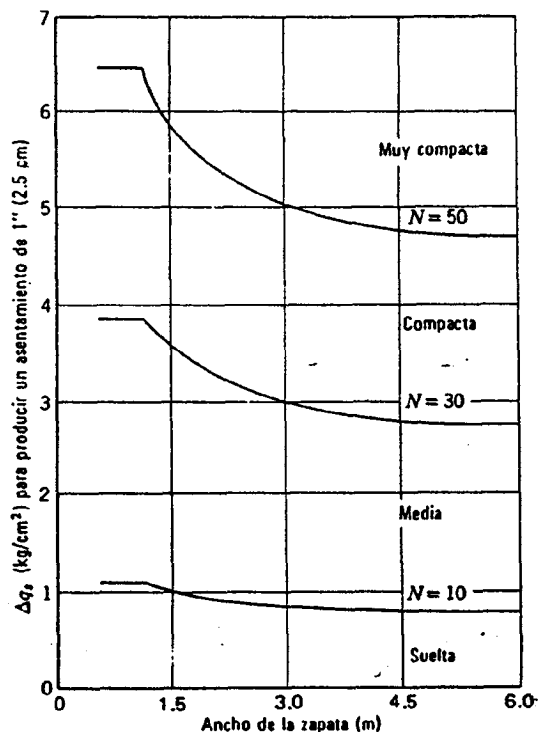


Fig. 14.3.- Asentamientos de zapatas deducidos de la penetración estándar  $N$  (según Terzaghi y Peck, 1948)

A falta de una teoría propia se suele recomendar tratar los limos plásticos como suelos cohesivos, análogos a las arcillas, y limos no plásticos como suelos arenosos finos.

e.- Cimentaciones en roca

Las rocas constituyen en general un excelente terreno de cimentación, pero pueden dar lugar a problemas de excavación y no todos los tipos de rocas presentan características igualmente favorables.

Para las estructuras normales casi todas las rocas aseguran una presión de trabajo suficiente ( $\geq 3 \text{ kp/cm}^2$ ), pero para edificios altos o fuertes cargas concentradas se requieren un análisis de resistencia y deformabilidad en la mayor parte de las rocas.

Para un diseño correcto debe partirse de la identificación de la roca y del conocimiento de la estructura del macizo rocoso.

**Tabla 14.4.- Valores orientativos para el proyecto de cimentaciones sobre suelos granulares gruesos**

Terreno*	Módulo de deformación $E'$ (Kp/cm <sup>2</sup> )	$\nu'$	Presión admisible (Kp/cm <sup>2</sup> )	
			Zapatas	Losas
Morrenas o bloques mal graduados, con huecos y excavables con relativa facilidad.	450	0,35	1,5**	1,0**
Id. bien graduados, con pocos huecos.	550	0,30	2,0	1,5
Id. bien graduados y compactos, excavables con dificultad.	750	0,25	3,0	1,8
Gravas y gravas arenosas flojas. Fácilmente excavables desmoronándose las paredes de las catas en seco.	200	0,30	1,5	1,0
Id. compactas, excavables manteniéndose catas de 3-4 m.	400	0,25	2,5	1,5
Gravas areno-arcillosas, bien graduadas flojas.	300	0,25	2,0	1,0
Id. compactas, excavables con dificultad.	600	0,20	3,5	2,0

\* Se supone que el terreno está sumergido o con el nivel freático profundo. Si este tiempo de que el nivel freático pueda ascender hasta las cimentaciones los valores de la tabla se reducirán al 60%.

\*\* Suele resultar necesario cubrir una capa de regularización y nivelación de hormigón pobre.

En casos de carga sencillos sobre macizos homogéneos y potentes pueden emplearse directamente valores normativos como los de la Tabla 14.5. Este método no es aplicable cuando la roca está alterada, existen buzamientos de más de 30° o las condiciones geológicas son poco claras.

**Tabla 14.5.- Presiones admisibles en roca (Código inglés CP 2004/1972)**

Tipo de roca	$q_{adm}$ (kp/cm <sup>2</sup> )
Rocas ígneas (granitos y gneiss), sanas	100
Calizas y areniscas duras	40
Esquistos y pizarras	30
Argilitas y limolitas duras y areniscas blandas	20
Arenas cementadas	10
Argilitas y limolitas blandas	6 - 10
Calizas blandas y porosas	6

A título orientativo señalemos que los códigos americanos adoptan:

$$q_{adm} = 0,2 q_u$$

siendo  $q_u$  la resistencia a compresión simple de la roca (definida de forma parecida a la resistencia característica de los hormigones). Este criterio es bastante más conservador que el inglés, que llega a 0,5  $q_u$ . Debe señalarse que, incluso en las rocas de mejor calidad, el área de las zapatas no debe ser inferior a unas 4 veces el área del pilar ó 1 x 1 m<sup>2</sup>, para prevenir excentricidades, concentración de tensiones, defectos constructivos, etc.

En algunas recomendaciones se relaciona la presión admisible con la resistencia a compresión a través del R.Q.D. (ver Cap. 2) como en el caso de la Tabla 14.6, o mediante un índice función de la separación entre discontinuidades, introduciendo en ambos casos el correspondiente coeficiente de seguridad, no inferior a 3.

**Tabla 14.6.- Presiones admisibles en roca sana diaclasada**

Calidad de la roca	RQD	Presión admisible (kp/cm <sup>2</sup> )
Excelente	90 - 100	200 - 300
Buena	75 - 90	120 - 200
Regular	50 - 75	60 - 120
Mala	25 - 50	30 - 60
Muy mala	10 - 25	10 - 30

Cuando la roca está estratificada o diaclasada, o se trata de combinaciones de capas rocosas y otros materiales más blandos pueden darse formas de rotura muy diversas (fig. 14.4).

Los casos a) y b) pueden estudiarse como zapatas sobre terreno homogéneo introduciendo los parámetros de resistencia al corte de la roca blanda o alterada.

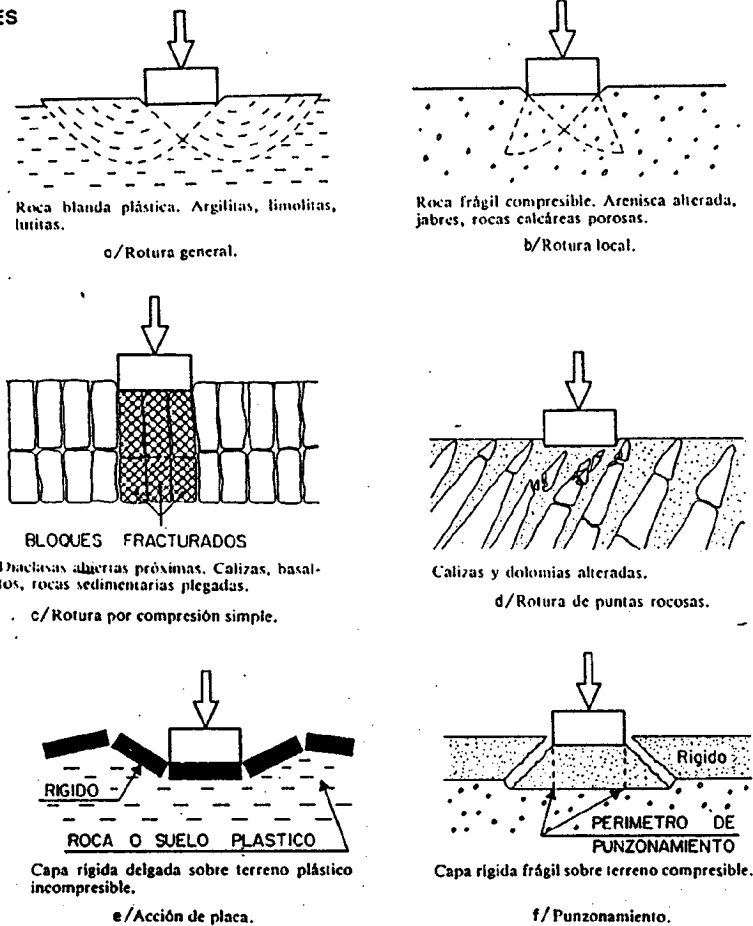


Fig. 14.4.- Formas de rotura de cimentaciones sobre roca (según Sowers).

En el caso c) la rotura se produce por compresión de las columnas de roca, y por tanto puede admitirse

$$q_{adm} = \frac{2c}{3} \tan \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

El caso d) puede calcularse considerando la resistencia a flexión y aplastamiento de los pináculos de roca.

Los casos e) y f) corresponden a cimentaciones sobre costras o capas rocosas delgadas.

Es un caso frecuente en el Levante español donde las condiciones climáticas favorecieron en épocas pasadas, la deposición de carbonatos en capas porosas próximas a la superficie.

El problema de las costras es su gran variabilidad en resistencia y espesor. Sin embargo, no resulta arriesgado apoyar sobre ellas cuando debajo de las mismas existen capas duras y competentes.

El hundimiento de las cimentaciones puede producirse por:

- Rotura a flexión de la costra al asentar los estratos blandos subyacentes (caso e).
- Rotura por punzonamiento de la costra (caso f).

El segundo caso es más frecuente y peligroso, y suele ocurrir al apoyar sobre costras delgadas que se toman como un substrato firme de gran espesor al no haberse realizado un reconocimiento geotécnico apropiado.

#### 14.4.2 Cimentaciones profundas

La expresión general de la carga de hundimiento de un pilote es

$$Q_h = A_p \cdot r_p + A_f \cdot r_f$$

siendo:

- $A_p$  = área de la punta
- $A_f$  = área del fuste
- $r_p$  = resistencia unitaria en la punta
- $r_f$  = resistencia unitaria por el fuste

Si el pilote atraviesa i estratos distintos se tomará como resistencia total por el fuste

$$\sum_i A_{fi} \cdot r_{fi}$$

Pueden considerarse los casos siguientes:

**a.- Terrenos granulares**

**\* Pilotes hincados**

Suelen utilizarse los datos de penetrómetros dinámicos o del ensayo estándar. La carga de hundimiento se obtiene por:

$$Q_h(t) = 40 N A_p + \left( \frac{\bar{N}}{5} + 2 \right) A_f$$

siendo N la resistencia a la penetración estándar en la punta y  $\bar{N}$  el valor medio de la misma a lo largo del fuste ( $A_p$  y  $A_f$  deben ponerse en m<sup>2</sup>). El coeficiente 40 debe reducirse a 30 en el caso de limos arenosos y a 20 en el de limos algo arcillosos.

Cuando el terreno es de grava, donde no es posible obtener valores N, pueden tomarse como resistencias unitarias:

	$\phi$	$r_p$	$r_f$
Gravas limpias (GW, GP)	36°	200 kp/cm <sup>2</sup>	10 t/m <sup>2</sup>
Gravas arenosas (GS)	34°	120 kp/cm <sup>2</sup>	8 t/m <sup>2</sup>
Gravas arcillosas o limosas (GC,GM)	32°	60 kp/cm <sup>2</sup>	5 t/m <sup>2</sup>

Para asegurar estas resistencias el pilote deberá penetrar en las arenas o gravas de 8 (compacidad media a baja) a 5 diámetros (compacidad alta), quedando bajo la punta unos 6 diámetros de terreno análogo. Los valores de resistencia indicados deben reducirse linealmente para penetraciones menores, hasta llegar al 50% de los mismos cuando el pilote apoye en la parte

superior de la capa.

Para obtener la carga admisible debe tomarse  $Q_{adm} = Q_n/F$  con  $F \geq 3$ .

**\* Pilotes perforados**

El cálculo de la carga de hundimiento puede hacerse por las teorías de capacidad portante:

$$Q_h = r_p \cdot A_p + r_f \cdot A_f = \sigma_0 \cdot N_q \cdot A_p + K_s \bar{\sigma}_0 \tan \delta \cdot A_f$$

siendo:

- $\sigma_0$  = tensión efectiva vertical al nivel de la punta del pilote.
- $N_q$  = coeficiente de capacidad de carga que se toma de la figura 14.5 con

$$\phi_0 = \sqrt{20 N} + 12^\circ \leq 40^\circ$$

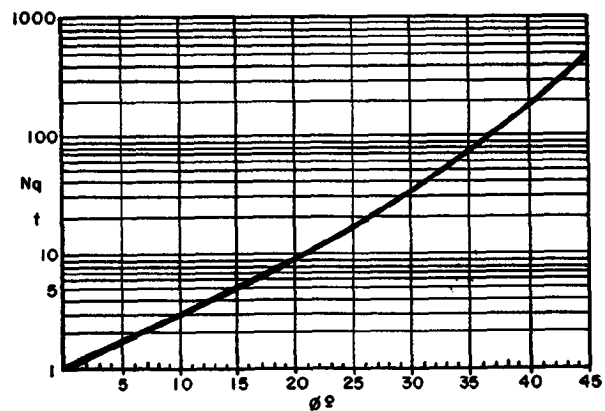


Fig. 14.5.- Relación entre el ángulo movilizable de rozamiento interno y  $N_q$ .

- $K_s$  = coeficiente de empuje que depende de la forma de instalación del pilote.
- $\sigma_0$  = tensión efectiva vertical media a lo largo del fuste.
- $\delta$  = ángulo de rozamiento terreno/pilote.



Puede tomarse:

$$K_s \tan \delta = 0,18 \text{ arena floja}$$

$$= 0,40 \text{ arena compacta}$$

Sobre el valor de  $Q_h$  así calculado suele tomarse  $F = 2,5$  a  $3$  para hallar  $Q_{adm}$ .

**b.- Pilotes en terrenos cohesivos**

En el caso de arcillas normalmente consolidadas las condiciones críticas se dan cuando la velocidad de puesta en carga no permite el drenaje, con lo cual la expresión general queda:

$$Q_h = c_u N_c \cdot A_p + c_a \cdot A_f$$

donde:

$c_u$  = cohesión aparente sin drenaje = mitad de la resistencia a compresión simple.

$N_c$  = coeficiente de capacidad portante que puede tomarse igual a 9 para una penetración  $\geq 4$  diámetros en el estrato de apoyo.

$c_a$  = adherencia desarrollada en el fuste del pilote que puede tomarse de la figura 14.6 para pilotes hincados.

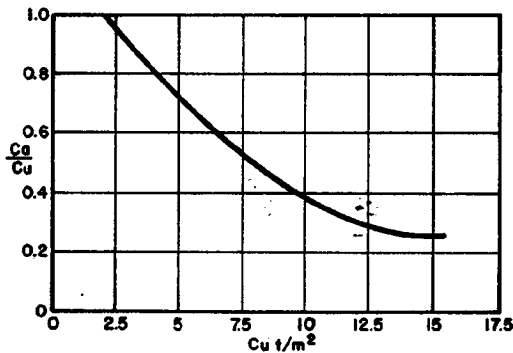


Fig. 14.6.- Adherencia de pilotes hincados en arcilla.

En el caso de pilotes perforados las relaciones  $c_a/c_u$  varían de 0,7 (arcillas blandas) a 0,2 (arcillas duras), con un valor medio típico de 0,45. Normalmente no deben adoptarse valores de  $c_a$  superiores a  $10 t/m_2$ .

En el caso de arcillas duras ( $q_u > 3 \text{ kp/cm}^2$ ), preconsolidadas, margas peñuelas, etc., la adherencia

$c_a$  es prácticamente nula y suele realizarse el cálculo en tensiones efectivas con:

$$Q_h = A_f \cdot \bar{\sigma}_v \cdot K_s \tan \delta + A_p \cdot \sigma_0 \cdot N_c$$

fórmula análoga a la de los pilotes perforados en arena. El producto  $K_s \tan \delta$  adopta valores del orden siguiente:

\* **Pilotes hincados:**

$$K_s \cdot \tan \delta = 1,5 K_0 \tan \phi'$$

con

$$K_0 = (1 - \text{sen} \phi') \sqrt{OCR}$$

OCR = razón de sobreconsolidación o relación entre la presión de tierras geostáticas y la de preconsolidación.

\* **Pilotes perforados:**

Valores de  $K_s \tan \delta$ :

	$\phi' = 20^\circ$	$\phi' = 30^\circ$
Pilotes cortos ( $L \leq 15 \text{ m}$ )	0,25	0,30
Pilotes largos ( $L \geq 30 \text{ m}$ )	0,15	0,25

Si la arcilla posee cohesión efectiva  $c'$  debe añadirse un término de valor aproximado  $A_p N_{cp} c'$  en la expresión anterior.

Para el coeficiente  $N_{cp}$  pueden adoptarse los valores siguientes:

$\phi$	$N_{cp}$
0	9
5	12
10	16
15	22
20	30
25	40

**c.- Pilotes con la punta en roca**

Si el pilote está apoyado, sin entrar en la roca, se contará con una resistencia unitaria

$$r_p = \frac{1}{2} q_u$$

Si el pilote está empotrado en la roca, la mayor parte de la resistencia se moviliza por el fuste, en la parte empotrada, pudiendo adoptarse

$$r_f = \frac{1}{20} q_u$$

Para poder contar además con la resistencia de punta debe garantizarse la limpieza del agujero y el buen contacto del hormigón.

Para conseguir el empotramiento de la punta del pilote la penetración debe ser igual o superior a

- 2 - 3 d en rocas blandas ( $q_u < 50 \text{ kp/cm}^2$ )
- 1 - 1,5 d en rocas medias a duras

#### d.- Grupos de pilotes

En grupos numerosos de pilotes la carga admisible del grupo puede ser distinta de la suma de las cargas admisibles de los pilotes individuales, denominándose eficiencia la relación entre ambas cargas.

En pilotes hincados en arena el terreno se va compactando sucesivamente, por lo que la *eficiencia* es superior a la unidad, no teniéndose en cuenta generalmente. Cuando se trata de pilotes perforados se produce un aflojamiento del terreno que puede hacer descender la eficiencia a valores del 70%.

En arcillas generalmente la eficiencia es menor que la unidad. Si los pilotes están muy juntos (a menos de 2 diámetros) puede producirse una rotura en bloque del conjunto como si se tratara de una zapata profunda, con eficiencias de 0,6 ó menores.

Para pilotes correctamente separados sólo puede hacerse estimaciones empíricas, variando las eficiencias de 0,7 a 0,9.

Para pilotes con la punta en roca y separaciones habituales no es necesario considerar el efecto de grupo.

## 14.5 ASIENTOS ADMISIBLES

Una vez calculados los asientos por los métodos indicados en el Cap. 3, debe comprobarse si

su magnitud absoluta o diferencial es inferior a unos valores límites prefijados. El problema radica precisamente en la fijación de estos valores límites, pues en ellos influye el tipo de estructura así como la naturaleza del terreno y el tipo de movimiento, debiendo precisarse si el daño afecta al aspecto arquitectónico, funcional o estructural.

Existe además otro problema de fondo referente al origen de las limitaciones, ya que unas veces es la propiedad la que exige ausencia total de grietas o, por el contrario, tolera deformaciones apreciables por razones económicas (edificios industriales); otras veces es el arquitecto, en su deseo de no arrastrar problemas a largo plazo o garantizar la integridad funcional y estética; por último pueden ser los organismos oficiales encargados de la normativa de construcción los que fijen a escala nacional unos criterios que, por su generalidad, resultan en ciertos casos demasiado exigentes o tolerantes.

Resumiremos aquí algunos de los criterios más utilizados, sin que sea posible, por el momento, llegar a un criterio único, aplicable sin ambigüedad.

### 14.5.1 Terminología utilizada para describir los movimientos

Caben las siguientes definiciones respecto a los movimientos que pueden sufrir una estructura y que se representan en la fig. 14.7.

- *Asiento máximo*: es el mayor descenso sufrido por los cimientos de una estructura  $s_{\max}$ .
- *Asiento diferencial*: es la diferencia de asiento entre dos puntos  $\delta$  s.
- *Distorsión angular*: es la relación entre el asiento diferencial entre dos puntos y la distancia que los separa  $\beta = \delta S/L$ .

Considerando una alineación de puntos o pilares pueden definirse igualmente:

- *Flecha relativa*: es el máximo desplazamiento  $\Delta$  de un punto respecto a la línea que une los puntos extremos de una alineación, con curvatura del mismo signo, dividido por la distancia entre dichos puntos  $L_T : (\Delta/L_T)$ .
- *Deformación angular*: es la suma de las distorsiones angulares a ambos lados de un punto. Si es positiva la deformación general es cóncava hacia arriba, mientras que resulta convexa en caso contrario.

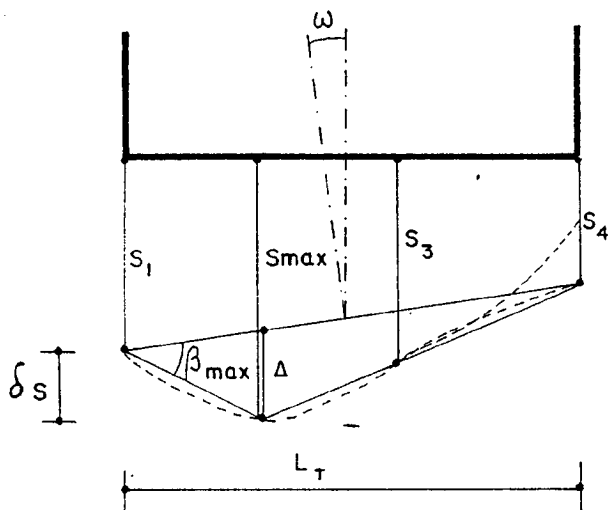


Fig. 14.7.- Definición geométrica de los movimientos de las cimentaciones

- **Desplome:** es la distancia entre la proyección de la parte superior de un muro, pilar, etc. y la parte inferior del mismo elemento.
- **Inclinación:** es el ángulo  $\omega$  girado respecto a la vertical, o relación entre el desplome y la altura.

14.5.2 Criterios sobre asentamientos admisibles

Los criterios tradicionales se recogen en la tabla 14.7. A efectos comparativos se incluyen en la tabla 14.8 los correspondientes a la norma MV-101.

El hecho de establecer criterios diferentes según se trata de arenas o arcillas expresa la menor o mayor facilidad de adaptación de los elementos estructurales a las deformaciones del terreno mediante la redistribución de tensiones y deformaciones reológicas.

En arenas los asentamientos se producen muy rápidamente, creando condiciones más críticas para la estructura, pero, por el contrario, es más difícil que los asentamientos residuales o postconstructivos afecten a la tabiquería o acabados, elementos muy sensibles a los movimientos.

Por otra parte, debe reconocerse que se citan muy pocos casos de edificios en arenas que hayan experimentado asentamientos importantes o hayan sufrido daños, salvo cuando se han producido fenómenos dinámicos o en la arena existan intercalaciones blandas o de tipo orgánico.

A partir de los primeros trabajos en este campo se pudo advertir que más que el asiento diferencial entre dos puntos importaba la relación entre dicho asiento y la distancia entre los puntos, es decir, la denominada distorsión angular  $\beta$ . En líneas generales conviene retener los valores siguientes:

$\beta$	Criterio
1/500	Límite de seguridad frente a la fisuración
1/300	Aparición de fisuras en muros y tabiques
1/150	Fisuras y daños en elementos estructurales

Más recientemente se han propuesto criterios basados en las deformaciones bajo flexión cóncava o convexa que producen la fisuración de las fábricas o muros, (ver figura 14.8).

Estas deformaciones críticas varían de 0,05 al 0,1% para fábricas de ladrillo o bloques, con mortero de cemento y del 0,03 al 0,05% para estructuras de hormigón armado.

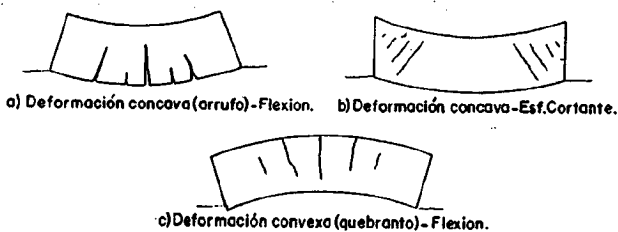


Fig. 14.8.- Deformaciones típicas de un edificio

14.6 INFLUENCIA TIPOLOGICA ENTRE LA CIMENTACION Y LA SUPERESTRUCTURA

En la práctica habitual una edificación se proyecta sobre bases funcionales y estéticas, encajando después una solución estructural y, en último lugar, eligiendo una cimentación más o menos convencional.

En algún caso la estructura hace valer su peso en el proceso arquitectónico como cuando se trata de cubiertas de grandes luces o edificios de gran altura, pero muy rara vez se cuenta con la cimentación como factor influyente en el diseño.

Este modus operandi es lícito y correcto en muchos casos, pero no cabe admitirlo para todas las situaciones. Igual que en determinadas zonas se

Tabla 14.7.- Criterios tradicionales sobre asientos admisibles

	<i>Arena</i>	<i>Arcilla</i>
Cimentaciones por zapatas		
Asiento máximo	25-40 mm	65 mm (120)*
Asiento diferencial máximo	20-25 mm	40-50 mm (50)
Cimentaciones por losa		
Asiento máximo	40-65 mm	65-100 mm (200)

\* Los valores entre paréntesis corresponden a una recopilación realizada por Burland et al. (1977).

Tabla 14.8.- Norma MV-101. Asientos generales admisibles

<i>Características del edificio</i>	<i>Asiento general, máximo admisible en terrenos:</i>	
	<i>Sin cohesión (mm)</i>	<i>Coherentes (mm)</i>
Obras de carácter monumental	12	25
Edificios con estructura de hormigón armado de gran rigidez	35	50
Edificios con estructura de hormigón armado de pequeña rigidez	50	75
Estructuras metálicas hiperestáticas		
Edificios con muros de fábrica		
Estructuras metálicas isostáticas	> 50	> 75
Estructuras de madera		
Estructuras provisionales	Comprobando que no se produce desorganización en la estructura ni en los cerramientos.	

imponen las reglas de diseño antisísmico, en diversos tipos de terrenos es necesario partir de unas bases geotécnicas de proyecto.

La concepción estructural debe hacerse previendo la respuesta del terreno a las futuras cargas. En un terreno con problemas de asentamiento una estructura rígida, de hormigón armado, puede sufrir daños considerables, mientras que una estructura metálica flexible se acomodará con mayor facilidad a los

movimientos del terreno. Lo mismo puede decirse de los forjados, cerramientos, etc.

Esta interacción funcional ha llegado a su máxima expresión en el caso de la "construcción dividida" (split construction) empleada en terrenos expansivos o en el sistema CLASP utilizado en zonas de subsidencia minera.

Sin llegar a tales extremos pueden conseguirse

encajar cimentaciones poco costosas, sin riesgos apreciables, recurriendo a diseños cuidadosos respecto al peso y rigidez de las fábricas, disposición de juntas, atado de la estructura, refuerzo y limitación de huecos o partes débiles, etc.

Fig. 14.8.- Deformaciones típicas de un edificio.

Un factor importante es la existencia o no de sótanos. Su número no debe fijarse con independencia de las condiciones del terreno, sino, de preferencia, en función de éstas. A título de ejemplo pueden citarse las situaciones siguientes:

- Roca a escasa profundidad, requiriendo voladuras o costosas obras de excavación.
- Firme a 4-5 m, fácilmente alcanzable desde un sótano, pero complicando la cimentación si el edificio no lo lleva.
- Edificio sobre terreno blando cuyo peso puede compensarse con la excavación de sótanos (1 sótano equivalente a unas 6 plantas de superestructura).
- Un segundo o tercer sótano bajo el nivel freático puede obligar a realizar todos los sótanos superiores al cobijo de pantallas, mientras que, en su ausencia, podría bastar con muros convencionales.
- Un estrato firme, de espesor limitado, puede ser eliminado para excavar un sótano, obligando a cimentar el edificio sobre pilotes a considerable profundidad.

Señalemos, por último, que la cimentación constituye una *condición de borde* de la estructura y que no siempre puede suponerse un empotramiento perfecto entre ambas. La rigidez de la cimentación y sus posibilidades de giro o movimiento influyen sobre la

distribución de esfuerzos en la estructura, con una incidencia importante en el caso de cubiertas laminares, arcos y cúpulas hiperestáticas, etc. El proyectista debe conocer o imponer los grados de libertad de la transmisión de cargas al terreno, los cuales varían considerablemente de unas situaciones a otras.

Parece existir un principio general respecto al coste aceptable en la cimentación de una determinada edificación, manejándose como valores usuales los del 3 a 8% del coste de ejecución material. Los costes son más variables en construcciones industriales.

En edificios singulares o en aquéllos cuya finalidad o ubicación en terrenos problemáticos exigen una sofisticada infraestructura puede llegarse a porcentajes de hasta el 20% pero estos no pueden considerarse significativos.

Dentro de estos planteamientos la deducción inmediata es que las construcciones de escasa importancia, ligeras, de pocas plantas, etc., deben intentarse cimentar de forma barata, es decir, superficialmente mediante zapatas o, como mucho, pozos.

Los edificios de altura admiten con relativa facilidad la repercusión de cimentaciones más costosas como losas o pilotajes, soluciones que, por otra parte, se hacen inevitables en cuanto el terreno es de resistencia media a baja.

Las construcciones muy esbeltas y de gran altura, como torres o rascacielos, están sometidas a fuertes empujes horizontales de viento y en muchos casos deben también proyectarse para resistir acciones sísmicas. Los momentos de vuelco transmitidos a la base dan lugar a fuertes tensiones de borde, unas de tracción y otras de compresión que, en terrenos deformables pueden producir giros o inclinaciones irreversibles. Las soluciones usuales consisten en:

- Reducir la deformabilidad del terreno, consolidándolo o inyectándolo.
- Transmitir las cargas a pilotajes profundos, con niveles de asientos muy reducidos.
- Reducir las tensiones de apoyo recurriendo a grandes losas de cimentación, cuyo peso sirve también para centrar la resultante de las cargas.
- Construir cimentaciones profundamente empotradas en el terreno de forma que los esfuerzos horizontales y los momentos sean contrarrestados por la

resistencia pasiva del terreno en la superficie lateral y en el fondo.

Es importante comprobar que no existan zonas de diferente compresibilidad que puedan inducir asentamientos diferenciales en las losas de cimentación.

Si la resistencia del terreno es baja, una solución habitual consiste en recurrir a una cimentación compensada, intentando que el peso de las tierras excavadas para la ejecución de sótanos equivalga al peso de la edificación, resultando por tanto una carga neta muy pequeña o nula. Si las cargas no son homogéneas, por existir cuerpos de distintas alturas, los sótanos suelen escalonarse para conseguir la misma carga neta en toda la superficie.

En casos de resistencia muy baja y terrenos compresibles en profundidad y cuando no es posible una reducción importante de la carga neta por razones funcionales, posición de nivel freático, etc., la solución anterior suele combinarse con un pilotaje flotante.

En el caso de construcciones muy altas y esbeltas (por ejemplo torres de televisión) también deben tenerse en cuenta los fenómenos de inestabilidad derivados de la ligera excentricidad de cargas inducidas por defectos constructivos o distribución interna.

Cuando se trata de construir gran número de estructuras de dimensiones moderadas y existen fuertes limitaciones de coste, debe considerarse la posibilidad de prefabricar las cimentaciones (se entiende de tipo superficial ya que los pilotes de hincas también se prefabrican).

Las soluciones más usuales son:

- Colocación de zapatas monolíticas prefabricadas (generalmente bloques cúbicos o en tronco de pirámide) en huecos previamente abiertos en el terreno. El contacto puede asegurarse con inyección de un mortero, arena compactada, etc. Los pilares, si son metálicos se sueldan o atornillan a placas previamente colocadas en las zapatas y si son de hormigón, se encofran sobre los hierros de espera previstos en las mismas.
- Construcción de zapatas con un plinto hueco en el que se encaja el pilar, generalmente también prefabricado, sellando la unión con un mortero de cemento, eventualmente con resina.

## 14.7 CONDICIONANTES ECONOMICOS

El factor económico es de muy difícil tratamiento en las cimentaciones y no puede contemplarse con la misma óptica que en otro tipo de obras.

Sin entrar en los aspectos deontológicos del proyecto de cimentaciones superabundantes o excesivas, cabe preguntar si es lógico ahorrar o escatimar en las cimentaciones cuando de ellas depende el futuro de edificaciones de coste 50 ó 200 veces más elevado que el de los propios cimientos. Afortunadamente son muy escasos los riesgos que se corren en este tema cuando se trata de obras importantes.

Pero existe otro aspecto del problema y es el de la errónea valoración de algunas soluciones constructivas. Muchas veces se valoran los materiales empleados cuando lo verdaderamente costoso es la mano de obra y el tiempo empleado.

Los ejemplos son muy numerosos. Colocar armaduras en el fondo de un pozo y luego encofrar un plinto armado es mucho más costoso que rellenar el pozo de hormigón en masa y bastante menos peligroso. Una cimentación por pilotes cortos (< 10 m) barrenados puede ser más barata que una cimentación superficial que exija entibación o agotamiento y con seguridad mucho más rápida. El coste de las excavaciones para zapatas o pozos puede aumentar exponencialmente con la profundidad si han que entibar. Una cimentación por losa puede ser más barata que una por zapatas si se cuentan los encofrados, riostras, soleras, etc. Un pilotaje puede ser más económico que una losa o al contrario, según su longitud, etc.

Se puede concluir que siempre conviene hacer una comparación entre posibles alternativas partiendo de una valoración realista de los costes de materiales, de los plazos de ejecución, de la facilidad de inspección y control y de la garantía de comportamiento bajo carga, sin olvidar la resolución de los problemas de interacción con otras estructuras.

## 14.8 CONDICIONANTES IMPUESTOS POR LAS ESTRUCTURAS PROXIMAS

En un número relativamente frecuente de casos no existe completa libertad en la elección del tipo de cimentación por la existencia de edificios medianeros, obras o instalaciones que imponen determinadas limitaciones.

Pueden citarse como más típicos los casos siguientes:

- \* Edificios antiguos con cimentación somera, generalmente en mal estado en terreno blando o arenoso flojo. Esta situación puede obligar a:
  - Realizar las excavaciones de sótanos al abrigo de pantallas in situ o, en casos más delicados, de pantallas de pilotes poco deformables.
  - Consolidar el terreno previamente o incluso recalzar los edificios adyacentes.
  - En el caso de tener que cimentar el nuevo edificio mediante pilotes, evitar los de hincas o desplazamiento.
  - En el caso de cimentaciones por zapata o losa deben estudiarse los asentamientos inducidos en los edificios próximos (generalmente no son admisibles si las cargas del nuevo edificio son importantes).
  - Estudiar las eventuales modificaciones del nivel freático en el entorno, tanto si asciende por haber reducido la sección de los acuíferos, como si se deprime al realizar agotamientos para trabajar en la nueva excavación. Ambas situaciones pueden dar lugar a asentamientos en otros edificios.
- \* Estructuras ligeras cimentadas sobre pilotes: Nuevas cargas superficiales pueden inducir flexiones laterales o rozamientos negativos por lo que será casi obligado cimentar profundamente.
- \* Estructuras adyacentes con cargas muy diferentes: Cuando se va a construir un edificio de gran altura y cargas junto a otro de menor importancia, éste último se verá inevitablemente influido por la *cupeta de deformaciones* del primero (fig. 14.9) salvo en el caso de que éste o ambos se cimenten sobre pilotes trabajando por punta en un sustrato firme.

#### 14.9 CONDICIONES DE UTILIZACION DE LOS DISTINTOS TIPOS DE CIMENTACION

Como se ha señalado al principio, el proceso de selección de un tipo de cimentación suele ser relativamente complejo, salvo en algunos casos triviales. Sin embargo, cabe establecer algunos criterios orientativos para situaciones normales, haciendo abstracción de algunos factores de tipo económico y constructivo relativos a obras de infraestructura ligados a las cimentaciones como la excavación y contención de sótanos, drenaje de filtraciones, etc. Por otra parte debemos limitarnos a las soluciones tradicionales y convencionales ya que existe una amplia variedad de patentes y sistemas más o menos sofisticados pero

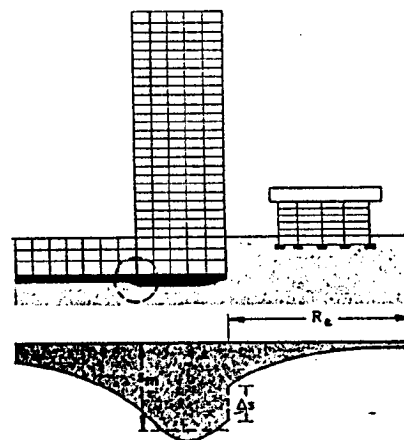


Fig. 14.9.- Asentamientos inducidos por edificios altos en otros preexistentes.

cuyo empleo es muy restringido, como es el caso de las columnas de grava, los cimientos celulares, las soluciones mixtas zapatas-pilotes, etc. Otras soluciones como los pilotes de madera, los pozos indios o los cajones de aire comprimido han caído en desuso y prácticamente no se utilizan.

En la fig. 14.10 se ha intentado esquematizar el proceso de análisis de factores para elegir una tipología de cimentación. En los apartados que siguen se desarrollan con mayor detalle las líneas expuestas en dicha figura.

##### 14.9.1 Cimentaciones por zapatas

Es la solución tradicional de cimentación, preferida por su economía y facilidad de ejecución. En edificios sobre roca se utiliza con cualquier altura (presiones de trabajo hasta 40 kp/cm<sup>2</sup> en el World Trade Center y en el Empire State, sobre esquistos). Sobre suelos normales la gama usual de presiones varía de 1 a 3 kp/cm<sup>2</sup>. Con pilares cada 25 m<sup>2</sup>, cargas totales de 1.000 kp/m<sup>2</sup> por planta y una ocupación por las zapatas no superior al 50% del área de edificio, las presiones anteriores limitarían las alturas aceptables a 5 y 15 respectivamente, lo cual da idea de por qué la cimentación por zapatas va perdiendo campo en la moderna construcción en altura. Por el contrario deben darse condiciones excepcionalmente desfavorables para que no puedan cimentarse por zapatas edificios de menos de 3 plantas. Dentro de los terrenos naturales podría ser el caso de las arenas muy flojas y de las

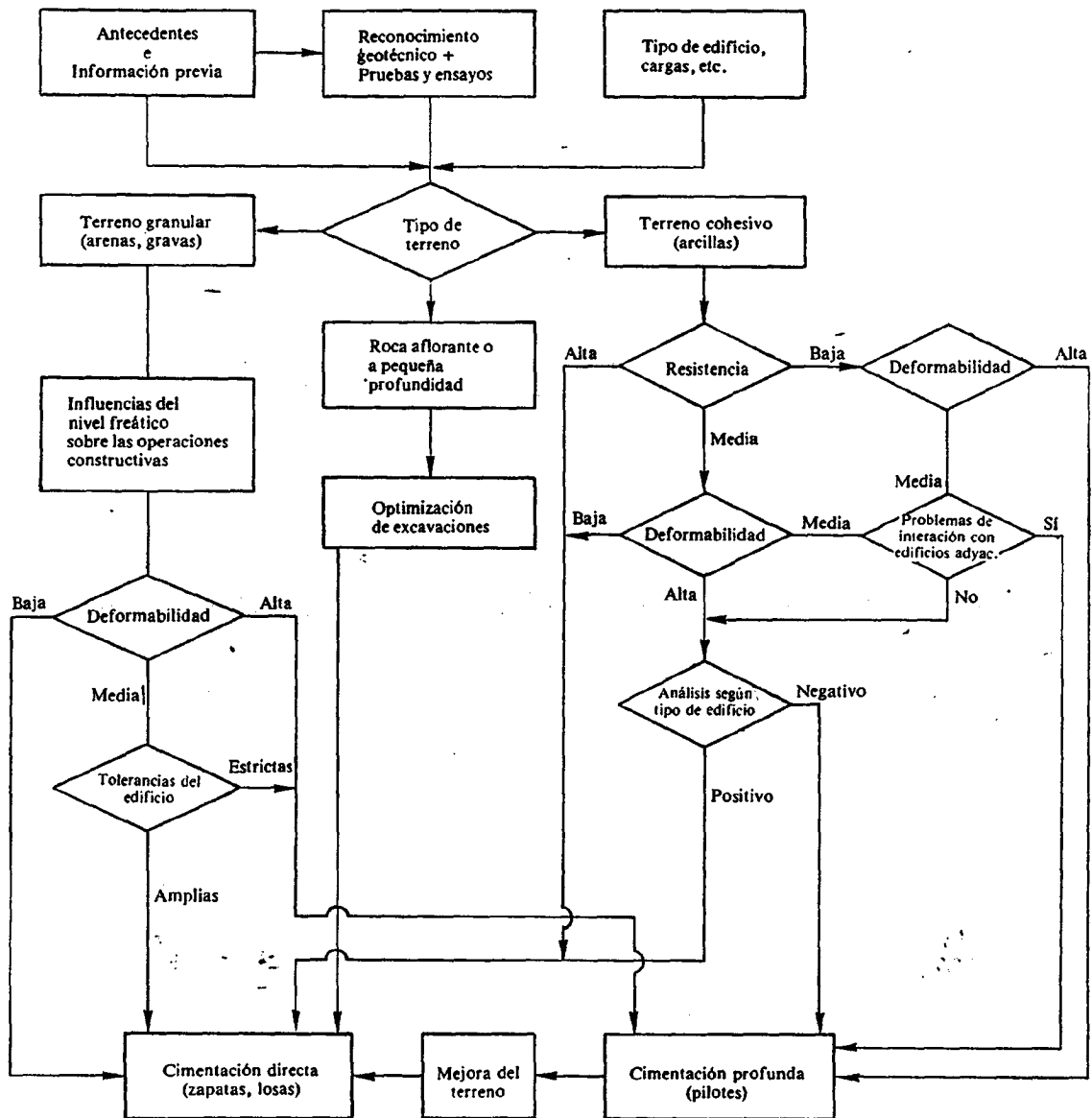


Fig. 14.10.- Esquema de decisión en la selección de cimentaciones (excluidos terrenos problemáticos).



arcillas muy blandas, pero estas formaciones rara vez se encuentran en nuestro país con capacidad portante inferior a  $1 \text{ kp/cm}^2$  (teniendo en cuenta los asientos admisibles).

El empleo de zapatas exige un terreno de resistencia media a alta, sin intercalaciones blandas en la zona de influencia de cada cimentación (la imagen del "bulbo de presiones") o en la afectada por la superposición de presiones de zapatas adyacentes.

Cuando no existe este efecto de superposición (grandes luces) cabe aprovechar capas superficiales resistentes (costras desecadas o cementadas, terrazas compactas, etc.) aunque por debajo existan capas más flojas.

La situación ideal para la ejecución de zapatas es cuando el terreno posee cohesión suficiente para mantener verticales las excavaciones, no existe afluencia de agua y el nivel de apoyo se encuentra a menos de 1,50 m bajo la superficie. En condiciones más desfavorables se han construido zapatas en terrenos inestables, con profundidades de 3 - 4 m (entrando ya en el campo de los pozos), con entibación y agotamiento del agua, etc., pero en estos casos el coste de ejecución ya deja de ser competitivo con otras soluciones como las losas o pilotes.

Para estructuras ligeras y muros de carga las zapatas corridas, de hormigón en masa, constituyen una solución frecuente. Sin embargo debe pensarse que un ligero armado de la base de la zapata y el empleo de hormigones de buena calidad ( $f_{ck} \geq 180 \text{ kp/cm}^2$ ) mejora considerablemente el comportamiento de la cimentación frente a asientos diferenciales, agresividad, etc., con un incremento de coste muy reducido.

Respecto a las zapatas aisladas se han superado ya los laboriosos diseños de zapatas flexibles, con canto variable y optimización de la armadura, en favor de zapatas semirígidas o rígidas de canto constante, eliminando al máximo los encofrados.

Cuando el firme está a más de 1,20 - 1,50 m de profundidad es frecuente rellenar el fondo de la excavación con hormigón pobre, práctica mucho más deficiente que construir las zapatas en el fondo y recrecer con un plinto de hormigón, pero admisible en bastantes casos.

Por su propia naturaleza, las zapatas aisladas permiten que los pilares asienten independientemente y presenten escasa resistencia frente a giros o desplaza-

mientos horizontales. Todo ello hace aconsejable el empleo de riostras uniendo las zapatas, o combinar en una sola zapata los pilares próximos. Debe tenerse en cuenta, sin embargo, que las riostras, salvo que sean de extraordinaria rigidez, son incapaces de homogeneizar los asientos de las zapatas que conectan.

#### 14.9.2 Cimentaciones por losa

En situaciones normales se llega a la cimentación por losa cuando:

- El área de zapatas ocuparía más del 50% de la planta del edificio para la presión admisible del terreno.
- Se requiere un sótano estanco bajo el nivel freático (solución a combinar con muros o pantallas también impermeables).
- Se desean reducir los asientos diferenciales en terrenos heterogéneos o con inclusiones o defectos erráticos.
- Interesa conseguir una mayor presión de trabajo aprovechando la descarga producida por la excavación de sótanos, y construyendo una cimentación compensada.

La losa es una solución frecuente cuando las cargas son importantes (por ejemplo edificios de más de 8 plantas) y el terreno tiene una capacidad portante media a baja ( $q_{adm} = 1,5 \text{ kp/cm}^2$ ). Si el terreno es arena floja o de resistencia muy baja ( $< 0,8 \text{ kp/cm}^2$ ) existe riesgo de rotura general (salvo en losas muy extensas) o de grandes asientos por la gran profundidad afectada, en cuyo caso no es una solución apropiada salvo que se mejore previamente el terreno o se reduzcan los asientos, por ejemplo, combinando la losa con un pilotaje. Estas soluciones son casi inevitables cuando el firme en que apoyar unos pilotes columna está muy profundo.

En el caso de estructuras con zonas diferentemente cargadas debe estudiarse la compatibilidad de deformaciones del sistema terreno-losa-estructura, llegándose generalmente a profundidades de cimentación variables, distintas rigideces o a la inevitable introducción de juntas.

En obras normales la facilidad constructiva ha obligado a utilizar casi exclusivamente losas de canto constante, prescindiendo de las antiguas soluciones aligeradas, celulares, etc.

A pesar de su aparente sencillez estructural, las losas requieren una ejecución y control cuidadoso por lo que respecta a la colocación de las armaduras, puesta en obra del hormigón, eventuales juntas de hormigón, etc., por lo que no deben dejarse en manos de contratistas poco solventes.

### 14.9.3 Cimentaciones por pozos

Las cimentaciones semiprofundas se utilizan cuando:

- El terreno firme o la zona estable se encuentra a una profundidad demasiado grande para construir zapatas convencionales pero no lo suficientemente para obligar al empleo de pilotes, es decir, entre 3 y 6 m como valores típicos.
- La obra es tan pequeña que razones de espacio o económicas no justifican recurrir a un pilotaje.
- Existen esfuerzos horizontales que hay que absorber con la colaboración del terreno a empuje pasivo.

Los pozos plantean en algunos casos problemas de agotamiento y muy frecuentemente de entibación y de seguridad del personal. Aunque existió una larga tradición de constructores de pozos de cimentación en ladrillo o mampostería, conectados en cabeza por arcos y bóvedas, actualmente esta actividad ha quedado reducida a obras de recalce. La solución puede ser satisfactoria cuando la excavación es realizable con pala y algo menos cuando se emplea maquinaria para pilotes de gran diámetro.

### 14.9.4 Cimentaciones por pilotaje

En líneas generales, la cimentación por pilotaje está indicada cuando:

- No existe firme en una profundidad alcanzable con zapatas o pozos ( $D > 5$  m).
- Se quieren reducir o limitar los asientos de edificio.
- La permeabilidad u otras condiciones del terreno impiden la ejecución de cimentaciones superficiales.
- Las cargas son muy fuertes y concentradas (caso de torres sobre pocos pilares).
- Se quiera evitar la incidencia sobre cimentaciones adyacentes.

Cuando el firme está profundo y hay que recurrir a un pilotaje, la solución es inmediata si las cargas están concentradas pero no sucede lo mismo

cuando entre unos pilares hay grandes superficies cargadas como es el caso de naves industriales, almacenes, iglesias, etc. En estas condiciones resulta económicamente inviable pilotar toda la superficie edificada y tampoco es aconsejable pilotar sólo los pilares dejando el resto como una solera flotante ya que los asientos diferenciales llevarían a una situación fundamentalmente inaceptable.

No hay más remedio en estos casos que mejorar el terreno para reducir al máximo su deformabilidad, lo cual puede conseguirse por precarga, vibroflotación, consolidación dinámica, inyecciones, etc. Según el nivel de mejora alcanzado, la solución global puede ser una cimentación superficial de pilares y solera o el pilotaje de los pilares y el apoyo directo de las soleras.

La selección de uno u otro tipo de pilote tiene considerable importancia y requiere cierta experiencia ya que es frecuente el empleo de pilotes inadecuados al problema que se plantea, bien por defecto del proyecto o por esforzarse el Contratista en emplear el pilotaje que fabrica o que le es más asequible.

En la selección del tipo de pilotaje intervienen:

- La naturaleza de las distintas capas del terreno y su resistencia.
- El espesor de terreno a atravesar o la longitud previsible de los pilotes.
- Las cargas a transmitir.
- El número de pilares a cimentar o, en definitiva, el volumen de la obra de pilotaje.
- Condicionantes especiales como el trabajo en zona urbana, la agresividad del terreno, la existencia de fuerzas horizontales o dinámicas, el riesgo de rozamiento negativo, etc.

Estos factores tienen una mayor o menor influencia según el caso de que se trate y están interrelacionados, lo cual imposibilita una elección inmediata de un determinado tipo de pilotaje, dándose a menudo el caso de existir varios tipos posibles, entre los que se elige por consideraciones económicas, de plazo, etc.

Sin embargo pueden hacerse algunas recomendaciones útiles en los casos más frecuentes:

- Los pilotajes flotantes en arcillas deben evitarse, pero cuando resultan obligados por estar el firme muy profundo ( $> 30$  m) suelen realizarse con pilotes

in situ en una vaina perdida hincada previamente. Si el terreno es relativamente firme, de modo que la perforación se mantiene lo suficiente para hormigonar, sin necesidad de revestimiento, están indicados los pilotes in situ y los barrenados.

- En el caso de pilotajes en terreno arenoso flojo interesa conseguir la mejora o compactación del terreno por lo que se emplean los pilotes prefabricados hincados y los apisonados al amparo de una entubación considerable, con bulbo en la base (tipo Franki). Si el terreno granular es compacto, la hinca debe ayudarse con lanza de agua o incluso hacer una perforación previa (eventualmente mantenida con lodos bentónicos). En este caso pueden ser ventajosos los perfiles o pilotes metálicos de pequeña sección y más fácil hinca. Sin embargo, es raro tener que recurrir a pilotajes en suelos granulares compactos.
- Si en el terreno existen gravas gruesas, bolos, capas cementadas, restos de demoliciones, etc., que impiden o dificultan la hinca de pilotes habrá que recurrir a pilotes perforados, de diámetro preferentemente grande, y normalmente con entubación.
- Los pilotes in situ, perforados sin entubación, están indicados en terrenos cohesivos compactos, con poca agua, eventualmente con alguna capa dura (atravesable con trépano).
- Los pilotes barrenados no pueden ejecutarse en terrenos duros o cementados ya que el avance de la hélice exigirá un par motor excesivo para la maquinaria usual.
- Cuando en el terreno existen capas artesianas pueden producirse problemas al atravesarlas con pilotes de extracción, sobre todo si se trata de arenas flojas que se sifonan. Igualmente pueden presentarse problemas en el hormigonado si existe circulación importante de agua, existiendo riesgo de deslavado del hormigón.
- Cuando se pueda alcanzar una base firme de apoyo en profundidades razonables deben emplearse pilotes-columna apoyados en dicha base ya que es la mejor forma de aprovechar la capacidad resistente de la cimentación. A este fin los pilotes prefabricados hincados convienen en longitudes moderadas (> 20 m) para evitar uniones, desvios de instalación, eventuales pandeos, etc. Los pilotes in situ (con o sin entubación, según el terreno

atravesado) deben tener un diámetro proporcional a la profundidad para efectuar correctamente el hormigonado.

- Respecto al volumen de obra, los pilotes prefabricados requieren el empleo de gran número de unidades (> 100) para justificar un parque de fabricación. En el mercado existen algunos tipos patentados (como el Herkules o el Raymond) que pueden encargarse para obras pequeñas. Los pilotes de gran diámetro, que requieren importante maquinaria y equipos, también precisan volúmenes de obra apreciables para amortizar traslados e instalación. El pilote in situ, el barrenado y el apisonado son mucho más versátiles y se adaptan mejor a obras de tamaño medio a pequeño.
- En función de las cargas previstas y teniendo en cuenta que la cimentación resultará económica cuantos menos pilotes se coloquen, los pilotes prefabricados están indicados para cargas por pilar bajas (< 200 t), los pilotes convencionales in situ para cargas medias (200 - 700 t) y los de gran diámetro para cargas grandes (> 700 t).
- Los pilotes hincados no pueden emplearse cuando los impactos generen perturbaciones ambientales (ruidos, vibraciones, etc.) no tolerables o cuando puedan inducirse asientos o fenómenos de inestabilidad en edificios próximos.

#### 14.9.5 Otras soluciones

No siempre la solución más adecuada o económica se consigue con los tipos tradicionales de cimentación, si bien el apartarse de la rutina requiere una considerable experiencia y especialización.

En algunos casos se trata de modificaciones de sistemas convencionales, como son:

- Los zapilotes, o combinaciones de pilotes cortos y una base ensanchada o zapata.
  - Los pilotes con bulbos o ensanchamientos a lo largo del fuste.
- En otros se combinan distintas soluciones:
- La losa sobre pilotes flotantes.
  - Los emparrillados sobre pozos de cimentación.
  - La zapata sobre columnas de grava o tapices de

tierra armada.

y más frecuentemente la cimentación va precedida de un tratamiento o *mejora del terreno*:

- Compactación vibratoria en profundidad, generalmente con adición de grava u otras materiales.
- Inyección de diversos productos (cemento, resinas, gel de sílice, etc.).
- Compactación dinámica superficial.

#### 14.10 INFLUENCIA DEL NIVEL FREÁTICO

La existencia de un nivel freático alto constituye un factor de gran importancia en el proyecto y ejecución de cimentaciones, si bien sus efectos están asociados a la naturaleza del terreno y en particular a su permeabilidad.

La acción más directa se traduce en empujes hidrostáticos sobre los muros de sótanos y subpresiones sobre las obras de cimentación.

Como más frecuentes pueden considerarse los casos siguientes:

##### \* *Suelos arcillosos blandos*

La saturación del terreno por el agua freática presta a éste una consistencia blanda o fluida lo que da lugar a una resistencia baja, permitiendo presiones de trabajo muy pequeñas, y a problemas de estabilidad en los taludes y fondo de excavaciones.

La fluencia lateral de los taludes puede inducir asentamientos y deformaciones en las estructuras adyacentes, siendo generalmente necesario recurrir al empleo de pantallas in situ, las cuales deben calcularse para fuertes empujes.

Por otra parte, el levantamiento del fondo también puede inducir inestabilidad periférica y, aún sin llegar a la fase de rotura, la carga del terreno subsiguiente a la excavación suele dar lugar a asentamientos considerables.

##### \* *Suelos arcillosos duros y consolidados*

La presencia del nivel freático se traduce en pequeños caudales de agua hacia las excavaciones,

generalmente a través de lisos y fisuras, sin llegar a afectar a taludes moderados o a la capacidad portante del terreno.

Debe tenerse en cuenta, sin embargo, que la posición más frecuente del nivel freático suele marcar una zona de menor resistencia, generalmente en una franja de 1-2 m de espesor. Es importante evitar esta zona, quedándose por encima o por debajo de la misma. No es raro el caso en que por profundizar excesivamente en busca de un terreno más firme empeoran bruscamente las condiciones de cimentación al alcanzar el nivel freático.

Algo diferente es el caso en que estos suelos presentan características de expansividad. Cuanto mayor sea la proximidad al nivel freático, menor será el riesgo de cambios de volumen, si bien es necesario llegar a un compromiso entre esta condición y el riesgo de reducción de la capacidad portante.

##### \* *Suelos arenosos*

Debido a su elevada permeabilidad debe evitarse tener que cimentar bajo el nivel freático. Si ello resulta necesario (por ejemplo, para construir sótanos) se impone la construcción de un recinto estanco (pantallas, tablestacas, etc.) y un agotamiento del agua que puede penetrar por el fondo. Si existiera riesgo de sifonamiento habría que lograr rebajar el nivel mediante pozos, wellpoints, etc.

En razón de la permeabilidad las oscilaciones de los niveles freáticos pueden ser importantes en estos suelos, por lo que es aconsejable una determinación precisa de los mismos en distintas épocas del año. La cimentación debe colocarse bien por encima del nivel máximo posible o claramente al ras del nivel más deprimido compatible con el programa de construcción con el fin de evitar que la inmersión posterior del terreno en la zona de influencia de las cimentaciones dé lugar a fenómenos de colapso o asentamientos bruscos, tanto más importantes cuanto más flojo esté el suelo en su estado original.

#### 14.11 CIMENTACIONES EN TERRENOS HETEROGÉNEOS

Muy frecuentemente el terreno se compone de estratos de muy diversa naturaleza y propiedades, no necesariamente mejores al avanzar en profundidad. En otros casos la variabilidad se da en planta, cambiando en distancias cortas el tipo de terreno o apareciendo

lentejones o bolsadas de distinta naturaleza.

Debe ser el reconocimiento geotécnico el que defina la estratigrafía del terreno y alerte sobre sus variaciones, cambios laterales, etc., ya que sin dicha información el diseño de las cimentaciones puede resultar deficiente.

#### 14.11.1 Variabilidad vertical

Si el terreno está formado por capas de resistencia creciente con la profundidad, ya sean granulares o cohesivas, el problema se limita a elegir aquel nivel en el que existe una capacidad portante suficiente, bien para cimentaciones superficiales o profundas.

Cuando entre las capas resistentes están intercaladas otras blandas y deformables debe estudiarse en qué forma estas últimas reducen la capacidad portante de las primeras. En el caso de zapatas existen algunas soluciones para valorar esta influencia y controlar el riesgo de punzonamiento o extrusión.

Cuando existen zapatas próximas o una losa de cimentación, la superposición de tensiones hace que contribuyan a los asientos capas blandas relativamente profundas por lo que deben estudiarse las existentes en profundidades del orden de 1,5 veces el ancho de la superficie cargada.

En el caso de cimentaciones por pilotaje la influencia de las capas blandas puede hacer que al profundizar un pilote esté en peores condiciones que otro más superficial pero más alejado de una capa de baja resistencia. Análogamente los asientos de grupo de pilotes pueden ser comparables a los de una cimentación superficial si sus puntas están próximas a un estrato compresible.

Debe observarse que a veces es la presencia del nivel freático la que crea una zona blanda, sin que cambie la naturaleza del terreno.

Otra situación diferente se plantea cuando en el terreno existe una costra o capa de alta resistencia, muy difícil de atravesar. Si queda por debajo de los sótanos previsible, lo ideal sería apoyar directamente en la citada capa, pero ello no puede hacerse sin comprobar su espesor y que por debajo no existen capas blandas que pueden permitir su rotura por punzonamiento. Si la costra queda por encima de la excavación prevista conviene hacer un estudio de

alternativas, entre ellas la de reducir la profundidad de sótanos, ya que la eliminación de la capa resistente, generalmente costosa y requiriendo explosivos, puede dar lugar a tener que buscar un firme profundo y a tener que cimentar mediante pilotaje.

#### 14.11.2 Variabilidad horizontal

En cuanto la planta de una edificación es un poco grande (digamos superior a 300 m<sup>2</sup>) existe cierto riesgo de que las condiciones del terreno varíen de unos puntos a otros.

Este riesgo puede ser muy grande en terrenos con problemas de disolución o en formaciones cuaternarias de intensa actividad fluvial (meandros divagantes, paleocauces, etc.).

En otros casos el substrato firme presenta un perfil muy tortuoso como en el caso de suelos residuales sobre rocas ígneas, metamórficas o rellenos erráticos.

Las situaciones citadas dan lugar a asientos diferenciales y distorsiones por lo que es muy importante conocerlas antes de proyectar la cimentación. Cuando los asientos previsible son moderados puede resolverse el problema mediante cimentaciones diferenciadas, trabajando con diferentes presiones y adoptando una disposición de juntas apropiada. Si no aún así se consigue reducir los asientos diferenciales a límites tolerables debe pensarse en una cimentación por pilotaje o una mejora del terreno.

Esta situación puede tener efectos graves en el caso de edificios altos cimentados por losa ya que la existencia de unos lentejones blandos en una parte del solar puede producir inclinaciones inadmisibles del edificio, costosísimas de corregir.

### 14.12 CASOS ESPECIALES DE CIMENTACION

#### 14.12.1 Rellenos artificiales gruesos

Es el caso de la edificación sobre terrenos ganados al mar por vertido de escolleras o materiales de cantera o cuando se constituye sobre antiguas escombreras de mina, escorias industriales, etc., pedraplenes o zonas de vertido de desmontes rocosos.

Estos rellenos suelen tener una compresibilidad elevada y muy variable, de unos puntos a otros, lo cual hace aconsejable evitar la cimentación directa. Sin embargo, la ejecución de pilotajes tropieza con grandes

dificultades ya que no es posible hincar pilotes prefabricados, ni los bloques de roca pueden atravesarse con las máquinas convencionales. La cimentación suele requerir estudios muy especializados, pudiendo citarse como soluciones más frecuentes:

- La mejora del relleno mediante inyecciones, compactación dinámica, vibroflotación, etc., colocando después una losa suficientemente rígida.
- Sustitución completa del material cuando su espesor no es muy grande.
- Ejecución de pilotes, perforados a rotación con maquinaria especial, o substituyéndolos por numerosos micropilotes.

#### 14.12.2 Rellenos artificiales compactados

Es una práctica relativamente frecuente rellenar vaguadas con terrenos de aportación compactados por tongadas, con la misma técnica empleada en los terraplenes de carreteras. Estos rellenos pueden considerarse de buena calidad para cimentar superficialmente, admitiendo presiones de trabajo del orden de 2 kp/cm<sup>2</sup>, siempre que se cumplan las siguientes condiciones:

- El relleno se haga con materiales adecuados, preferentemente de tipo arena arcillosa (arena de miga) o materiales granulares con un contenido de arcillas no excesivo y exentos de elementos degradables o agresivos.
- El terreno de apoyo sea firme y de perfil suave, desbrozando y eliminando la capa vegetal y los terrenos flojos superficiales, así como cualquier tipo de blandón, zona anegada, etc.
- La compactación se haga por tongadas delgadas ( $e \leq 30$  cm), como mínimo al 100% del Proctor Normal y existiendo un riguroso control de densidades y humedades de puesta en obra. Debemos señalar que este control es difícil cuando se trata de áreas extensas. Suele ser aconsejable una verificación post-constructiva mediante penetrómetros, placas de carga, etc.

Estos rellenos pueden sufrir algunos asientos por saturación o inundación por lo que es importante el control de los saneamientos, evitando al máximo las fugas accidentales.

#### 14.12.3 Terrenos problemáticos

Existen diversos tipos de terrenos en los que las soluciones tradicionales no son válidas o requieren determinadas adaptaciones. En ellos suele ser necesario realizar estudios detallados, generalmente con auxilio de especialistas. Pueden citarse al respecto:

##### a. Suelos con materia orgánica

Se distinguen por la presencia de materiales fibrosos o esponjosos (turbas), raíces, hojas y restos vegetales, etc., olor a pudrición orgánica, elevada humedad y coloración negruzca o grisácea. Se encuentran en zonas pantanosas y lacustres, antiguas albuferas y estuarios, meandros abandonados de ríos, marismas, etc.

Pueden ser de naturaleza limosa, arcillosa o incluso arenosa. Bajo carga dan lugar a asientos importantes con el tiempo, por descomposición de la materia orgánica, consolidación y colapso.

Normalmente deben adoptarse precauciones cuando el contenido en materia orgánica (según UNE-7368) supera el 10% en la zona de influencia de la cimentación y emplear soluciones especiales de cimentación por encima del 20%.

Los efectos son más graves cuando el terreno orgánico está bajo el nivel freático o en la zona de oscilación del mismo.

Estos suelos suelen encontrarse en las antiguas albuferas de Levante (la mayor parte ahora cubiertas), en las marismas de Huelva y en los estuarios de ríos del Cantábrico. También en lagunas o zonas pantanosas interiores desecadas.

No es aconsejable cimentar sobre ellos, pues la descomposición de la materia orgánica da lugar a asientos. Además suele tratarse de terrenos flojos y poco resistentes. Es necesario, por tanto, substituirlos o atravesarlos con cimentaciones profundas.

##### b. Suelos colapsables

Son suelos de estructura floja en razón de su forma de deposición. Es el caso de los limos yesíferos, los suelos edólicos (dunas antiguas), el loess (partículas de limo unidas por puentes de carbonatos), acumulaciones de cenizas volcánicas, etc. En estado seco son estables y resistentes pero al saturarse o por efectos de

las vibraciones sufren asentamientos importantes o repentinos. Estos suelos son característicos de regiones áridas, con niveles freáticos muy profundos. Se encuentran en el Valle del Ebro (Zona Tarazona - Mequinenza), Valle medio y bajo del Záncara, Canarias, etc.

Los sondeos con agua pueden alterar totalmente su estructura, por lo que son preferibles catas o prospecciones en seco. Una excesiva facilidad de perforación, en suelos de naturaleza no arcillosa, puede indicar un terreno colapsable.

Cuando no se disponga de una identificación geológica directa, pueden resultar indicativos los aspectos siguientes:

- Aspecto limoso, con pequeñas oquedades, huecos de raíces, etc., o granos de arena unidos puntualmente por elementos cementados de coloración diversa que pueden ser arrastrados por el agua (yeso, carbonatos, etc.).
- Muy bajo peso específico seco (generalmente menor de  $1,4 \text{ t/m}^3$ ).
- En el caso de arenas, un índice de compacidad muy bajo ( $I_D < 0,5$ ) ó una resistencia a la penetración estándar menor de  $N = 10$ .
- Si el suelo tiene plasticidad existe riesgo de colapso si:

$$\gamma_d < 1,92 - 0,016 W_L$$

- Se tallan dos terrones iguales de suelo ( $V \cong 8 \text{ cm}^3$ ) y a uno de ellos se le añade agua, moldeándolo en la mano hasta formar una bola húmeda y plástica. El suelo puede ser colapsable si el volumen de esta bola es del orden del 30% o menor que el del terrón dejado como referencia.
- Un cilindro de suelo de altura  $H_0$  se coloca en un edómetro (o un recipiente comparable) bajo una presión de  $2 \text{ kp/cm}^2$ , inundándolo a continuación con agua y dejándolo asentar 24 horas. Si el asiento producido es superior al 5% de  $H_0$ , existe el riesgo de colapso.

#### c. Suelos expansivos.

Son materiales arcillosos preconsolidados con apreciables cambios de volumen por variaciones de

humedad. Los efectos son más importantes en climas secos y áridos y cuanto más ligero sea el edificio. En época seca se forman grandes grietas en el terreno siguiendo un motivo hexagonal, mientras que en época de lluvias se adhieren al calzado y forman barro muy pegajoso. En general presentan coloración gris verdosa, marrón rojiza o amarillenta, pero el color por sí solo no es un carácter distintivo.

Debe sospecharse la expansividad o retracción de las arcillas cuando:

- El terreno sea muy duro de excavar y en él aparezcan fisuras, lisos o planos de aspecto jabonoso.
- Las excavaciones expuestas al sol se degraden rápidamente, agrietándose y desprendiéndose terrones de forma cúbica.
- Existan grietas en la superficie del terreno en tiempo seco.
- Se aprecien grietas en muros, tapias o edificios de una planta.
- Los taludes naturales presenten deslizamientos superficiales o reptaciones.
- El límite líquido sea  $\geq 60$  e  $IP \geq 35$ , con más del 85% pasando por el tamiz nº 200.
- Los análisis mineralógicos indiquen la presencia de montmorillonita o halosita.

A pesar de estas indicaciones resulta muy difícil calibrar el grado de expansividad del terreno por lo que debe recurrirse a detallados ensayos de laboratorio (presión de hinchamiento, hinchamiento libre, doble edómetro, relaciones succión-humedad, etc.).

Desarrollan expansividad apreciable los depósitos miocenos del Sur de Madrid hasta Illescas; grandes áreas de Andalucía: Área Jaén - Mancha Real, Arco Sevilla - Huelva, Corredor Tabernas - Vera y Campo de Níjar en Almería, la Campiña de Córdoba, las arcillas de Aljibe (Málaga - Cádiz), etc. Otras áreas significativas son: el Campo de Calatrava (Ciudad Real), el Somontano de Huesca, el Bajo Jiloca, etc.

El tipo de cimentación depende del grado de expansividad del terreno y del tipo de edificio, existiendo una extensa problemática.

#### d. Terrenos kásticos

En formaciones calizas y yesíferas pueden existir problemas de disolución, con formación de huecos más o menos grandes que pueden hundirse bruscamente afectando a las edificaciones cimentadas sobre ellas.

Estos fenómenos suelen estar ya indicados en los antecedentes geológicos de las zonas con problemas. Suele ser necesario realizar campañas de prospección muy especializadas (fotogeología, gravimetría, trazadores, etc.) ya que el carácter errático de las oquedades hace poco útil una investigación convencional.

Son típicas las formaciones calizas de las Cordilleras Ibérica y Cantábrica, debiendo sospecharse este riesgo cuando existen en el entorno cuevas prehistóricas, estalactitas, etc.

Los yesos suelen presentar karstificaciones en las partes centrales de las cuencas sedimentarias correspondientes, siendo típicos estos fenómenos en formaciones miocenas de las provincias de Madrid, Toledo, Valladolid, Cuenca, Zaragoza, etc.

Independientemente de la valiosa experiencia local, pueden sospecharse estos problemas cuando:

- Existen en el terreno zonas hundidas con forma de embudo o pozo cegado (dolinas).
- Desaparecen en el terreno las aguas de fuentes o cursos de agua naturales o artificiales.
- En los sondeos de roca se pierde el agua de perforación o el tren de perforación desciende a veces con excesiva rapidez.
- Los testigos extraídos muestran huellas de disolución, cavidades, zonas rellenas de arcilla, etc.

El reconocimiento de estos terrenos es muy difícil y en el caso de cargas fuertes puede requerir investigaciones puntuales bajo cada zapata. Otras veces se opta por atravesar la zona karstificada con cimentaciones profundas.

#### e. Rellenos

Debe sospecharse la existencia de rellenos importantes cuando:

- Los ensayos de penetración dan valores muy bajos, eventualmente alternando con otros elevados, alcanzándose el rechazo a profundidades muy diferentes en distancias cortas.
- Los testigos de sondeos o las catas muestran restos de cascotes, ladrillos, tierra vegetal, etc.
- La columna de sondeo es relativamente homogénea pero con una parte superior más floja que el resto.

Es importante conocer los usos y la topografía anterior del solar en previsión de los movimientos de tierras, vertidos, etc., que hayan podido producirse.

No son aconsejables para cimentar por su elevada compresibilidad, generalmente muy errática. Deben eliminarse o atravesarlos con pozos o pilotes.

#### f. Laderas inestables

Exigen una fijación previa a cualquier obra de cimentación. En casos especiales puede cimentarse bajo la zona deslizante adoptando medidas para que ésta no transmita empujes a las partes aterradas de los edificios.

Debe sospecharse la existencia de movimientos de la ladera cuando:

- Se aprecian grietas u ondulaciones en el terreno.
- Los troncos de los árboles presenten concavidades hacia la parte superior del talud.
- Se observen cambios de coloración o fallos en la vegetación o existan edificaciones con problemas.

En estos casos la prospección debe dirigirse en principio al análisis de los factores de inestabilidad ya que su corrección es previa a cualquier operación constructiva.

Habitualmente estos fenómenos están asociados a materiales limo-arcillosos o margosos en áreas de pluviometría media a alta o a suelos residuales y rocas alterables en zonas de relieve movido.

En otros casos los problemas se derivan de condiciones especiales existentes en el terreno. Tal es el caso de:



#### g. Terrenos agresivos al hormigón.

Son aquéllos en los que existe un porcentaje apreciable de sales o elementos nocivos para el hormigón de las cimentaciones. Entre ellos destacan los sulfatos y el magnesio.

Los efectos de estas condiciones agresivas dependen de la existencia de agua, de su presión y de la permeabilidad del terreno, así como de las dimensiones expuestas de la cimentación y de la calidad del hormigón empleado.

Actualmente el problema se soluciona con relativa facilidad mediante el empleo de cementos especiales. Sin embargo, en determinados casos de agresividad de origen industrial (ácidos fuertes) no es suficiente con variar el tipo de cemento, debiendo recurrirse a proteger las cimentaciones con revestimientos especiales (metálicos, cerámicos antiácido, plásticos, etc.).

#### h. Efectos térmicos.

Son los derivados de agentes exteriores como la helada, o del propio edificio como instalaciones de calefacción o refrigeración deficientemente aisladas.

En el primer caso se consigue la adecuada protección con una profundidad suficiente de las cimentaciones bajo superficie, que para las zonas más críticas de nuestro país puede estimarse en 1,20 m. Los terrenos limosos son los más susceptibles a la helada, seguidos de las arcillas y en último lugar las arenas y gravas.

Los problemas derivados de las instalaciones del propio edificio deben tratarse en origen, disponiendo el aislamiento adecuado. Especialmente típicos son los hinchamientos por congelación del terreno bajo almacenes frigoríficos y la retracción producida por hornos en funcionamiento durante largo tiempo.

#### 14.12.4 Cimentaciones en zonas sísmicas

Los efectos de un terremoto sobre un edificio dependen, además de su concepción estructural, de la forma en que las ondas sísmicas se transmitan al mismo a través del terreno y de su cimentación.

La transmisión hasta un edificio de las ondas generadas en el epicentro de un terremoto es un fenómeno muy complejo en el que intervienen la deformabilidad dinámica del terreno (las ondas se amortiguan antes

en suelos flojos, rocas blandas, etc.) los espesores de recubrimiento del substrato rocoso, los accidentes geológicos, etc. Ello hace que en una misma ciudad, un seísmo afecte de forma muy desigual de unos barrios a otros y sólo en zonas de gran sismicidad (San Francisco, México, etc.) se dispone de mapas urbanos de riesgo potencial. En los demás casos hay que contentarse con estimaciones o normas generales.

En un caso concreto el problema consiste en prever la forma en que las vibraciones del substrato se transmiten al edificio a través de su cimentación, diseñando ésta para que los efectos sean lo menos perjudiciales posibles.

En general, las cimentaciones muy rigidizadas mediante riostras de tamaño adecuado o mediante losa, hacen que todo el edificio deba moverse en la misma fase con lo que los movimientos diferenciales quedan muy atenuados.

Así, en la norma sismorresistente española PDS-1 (1974) se obliga a arriostrar las zapatas en la zona sísmica primera, resultando en cualquier caso el coeficiente sísmico para losas menor que el de zapatas. Las mismas prescripciones aparecen prácticamente en toda la normativa mundial.

Respecto al comportamiento sísmico de edificios con cimentaciones profundas, existen opiniones contradictorias entre las normativas. Así, en toda la normativa europea salvo la alemana, y en la japonesa y americana, el coeficiente sísmico es algo menor, para el caso de cimentación profunda que en el de cimentación superficial, mientras que en la norma alemana (DIN-4149) el coeficiente sísmico es el doble en el caso de construcción por pilotes (0,10) que en el de cimentación superficial (0,05).

Por otro lado, e independientemente del valor que se adopte del coeficiente sísmico, la cimentación profunda hace que el edificio se comporte como si tuviera una altura mayor, elevando también el centro de gravedad de las masas, con lo que el mecanismo equivalente está menos coaccionado frente a movimientos oscilatorios; esto es, para aceleraciones o velocidades del mismo orden, las fuerzas sísmicas serían menores en el caso de pilotes que en el de cimentación superficial.

En cualquier caso, y considerando estos factores, la sismicidad de una zona no obliga a elegir una determinada tipología de cimentación, y solamente hará necesario aumentar el arriostramiento entre los

distintos elementos de apoyo, con lo que resultarán más adecuadas las cimentaciones que por su naturaleza supongan un alto grado de arriostamiento (losa y zapatas corridas) frente a las de menor arriostamiento (pilotes y zapatas aisladas).

#### 14.12.5 Cimentaciones en zonas de subsidencia

La subsidencia es un asentamiento del terreno a gran escala, creándose cubetas de centenares de metros o incluso kilómetros.

Su origen suele deberse a actividades humanas como la minería, la ejecución de túneles u obras subterráneas, la extracción de agua o petróleo, etc. Un caso clásico es la ciudad de México.

Ante este problema no valen las soluciones convencionales ya que el foco de los movimientos está muy profundo y el terreno asienta de forma desigual, marcándose en superficie acusadas curvaturas de inflexiones. La situación suele agravarse por el carácter evolutivo de las cavidades mineras.

En el caso de cavidades a poca profundidad puede pensarse en rellenarlas con hormigón o morteros inyectados, o bien apoyar por debajo de las mismas mediante pilotes. Sin embargo, en la mayor parte de los casos no es posible alcanzar un estrato estable por lo que se recurre a sistemas de construcción flexibles o, más raramente, se prevén dispositivos para corregir mediante gastos los movimientos de la cimentación.

Sin entrar en los citados sistemas, relativamente sofisticados, merece mencionarse el desarrollo en Inglaterra desde 1956 por el Consortium of Local Authorities Special Programme (CLASP). La cimentación consiste en una losa de base lisa (apoyada sobre polietileno) para permitir el deslizamiento horizontal del terreno. En la superestructura se emplean materiales ligeros para reducir peso. Los pórticos van articulados, salvo los contravientos, y los forjados actúan como diafragmas horizontales con posibilidad de flexión. Cerramientos, tabiques y acristalados están montados con juntas flexibles para permitir un cierto grado de distorsión, las escaleras van articuladas, etc.

## CAPITULO 15

### INGENIERIA GEOLOGICA Y PROTECCION DEL MEDIO AMBIENTE

#### 15.1. INTRODUCCION

Uno de los aspectos más interesantes de la Ingeniería Geológica es la evaluación, prevención, utilización o corrección de los efectos perjudiciales de las actividades constructivas sobre el ecosistema agua-terreno en el que se desarrolla la acción del hombre.

En principio constituye una componente básica de otra ciencia más amplia que podríamos denominar Ingeniería Ambiental en la que intervienen otras muchas disciplinas como la Biología, la Química, la Economía y las Ciencias Sociales.

La Ingeniería Geológica abarca en este campo cometidos muy diversos como:

- La evaluación de los factores físicos a considerar ante una determinada intervención humana.
- La previsión en magnitud, localización y evolución en el tiempo de las consecuencias de las diversas alteraciones del equilibrio natural.
- La estimación del margen disponible en determinadas actuaciones antes de alcanzar los umbrales críticos en los que se exceden las condiciones de equilibrio o se inician cambios substanciales o irreversibles en el medio físico.
- La caracterización de los sistemas naturales respecto a su susceptibilidad frente a cambios morfológicos o hidrogeológicos, acciones dinámicas, aplicación de cargas, extracción de materiales, ocupaciones y desarrollo urbano, etc.

Desde un punto de vista metodológico es aconsejable agrupar las diversas actividades por áreas de actuación, siendo una posible ordenación la siguiente:

- Construcción y explotación de vías de comunicación
- Obras hidráulicas
- Obras marítimas
- Explotaciones mineras de interior o a cielo abierto
- Extracción de materiales

- Extracción de agua y combustibles fósiles
- Actividades contaminantes del terreno.

Aunque no todas estas actividades son analizables con la misma intensidad desde la óptica de la Ingeniería Geológica, en las páginas que siguen se intentará dar una visión de los aspectos más relevantes de los problemas ambientales planteados y de su posible tratamiento y solución.

No consideramos incluidos en este contexto a pesar de su gran importancia los impactos referentes a:

- Ambiente atmosférico
- Flora y fauna
- Paisaje y cuenca visual
- Aspectos socio-económicos, etc.

Algunos tipos de actuaciones ya se tratan con bastante detalle en otros capítulos por lo que aquí sólo se hará una sucinta mención.

A veces resulta difícil separar los efectos de la actividad humana y la propia dinámica de la corteza terrestre por lo que debe tenerse en cuenta lo indicado respecto a los "riesgos naturales" en el posterior capítulo.

#### 15.2. ALTERACION AMBIENTAL E IMPACTO AMBIENTAL

Las actividades humanas y más concretamente las obras de Ingeniería, se traducen en alteraciones del medio ambiente natural, que pueden ser positivas o negativas las cuales deberán potenciarse en el primer caso o minimizarse en el segundo. Conviene diferenciar al respecto lo que se denomina alteración ambiental y el impacto ambiental. El primer concepto describe el proceso desencadenado por las actividades humanas (ejemplos son: la erosión de los suelos, la realización de autopistas, o excavaciones, el vertido de contaminantes, etc.).

En cambio, el impacto ambiental es el cambio neto resultante de una alteración ambiental, con

repercusión natural en el ecosistema. El impacto ambiental es entonces, la variación de la calidad del medio ambiente entre una situación inicial y una situación final modificada por las acciones humanas.

Se deduce la importancia de la valoración de los impactos ambientales, aunque existen muchas dificultades en los modelos operativos. Estos van desde una simple enumeración o inventario de los impactos esperados, a niveles más complejos en los cuales se manejan las variables que se consideran más importantes o estratégicas y que, en último término, van a servir para definir la magnitud del impacto.

El impacto ambiental es función por un lado, de la vulnerabilidad intrínseca del medio en que se desarrolla la actuación y, por otro, de las propias peculiaridades de ésta.

En consecuencia, el proceso de planificación no puede limitarse a un proceso de asignación de recursos y ejecución técnico-económica de una actividad dada, sino que debe tener en cuenta las consecuencias de esta acción sobre el resto del sistema.

Los estudios de impacto ambiental (E.I.A.) incorporan nuevas variables, que junto a criterios técnicos y económicos permiten identificar y valorar los efectos de cada proyecto, y al mismo tiempo, sugerir alternativas posibles debidamente valoradas.

Estos Estudios, con una metodología específica para cada caso, constan fundamentalmente de tres aspectos:

- 1.- Identificación de alteraciones ambientales esperadas del proyecto.
- 2.- Examen de alternativas posibles junto con los impactos identificados y caracterizados para cada una de ellas.
- 3.- Selección de la alternativa más conveniente teniendo en cuenta además de los factores ambientales los socioeconómicos, políticos, etc.

Según los casos podrá concluirse en la aceptación de alguna de las alternativas de partida, con modificaciones ligeras o sustanciales de las mismas o incluso en el abandono del proyecto.

### 15.3. IDENTIFICACION DE ALTERACIONES AMBIENTALES

La identificación de las alteraciones ambientales se basa en el examen detallado, del medio natural en el cual se ejecutará la obra, donde las condiciones preexistentes sufrirán una evolución

distinta según se produzcan o no actuaciones en el mismo.

De la confrontación del medio natural con las acciones de un proyecto específico debe salir la identificación de las alteraciones ambientales asociadas a la ejecución del proyecto y a los correspondientes impactos, sean éstos directos o indirectos.

Es importante dinamizar los impactos idénticos, es decir, examinarlos dentro del proceso evolutivo del medio natural, considerando su posible evolución. Al mismo tiempo, esto permitiría decidir qué tipo de controles o medidas es necesario instrumentar para mantener las alteraciones esperadas dentro de unos límites aceptables.

#### 15.3.1. Alteraciones ambientales producidas por las obras de comunicación

##### a) Carreteras y ferrocarriles

Constituyen obras de carácter lineal de las que pueden derivarse gran cantidad de factores incidentes en el medio ambiente.

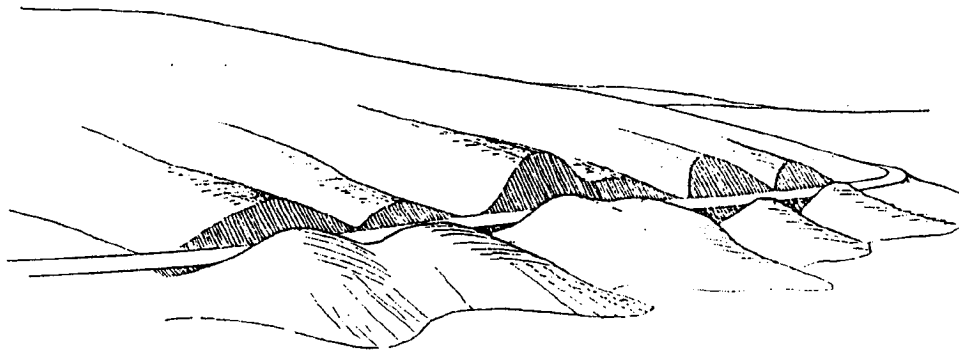
En una primera síntesis se pueden señalar los siguientes grupos de efectos de las carreteras sobre el sistema natural:

- Los debidos a la propia construcción de la obra lineal.
- Los producidos por la existencia de la obra y las operaciones de su conservación.
- Los efectos debidos directamente a la circulación de los vehículos, y al funcionamiento de las estaciones de servicio. Este tipo de impactos de carácter ambiental no son objeto de análisis aquí.
- Los efectos indirectos debidos a las modificaciones de los usos del suelo, consecuencia de la mejora en los accesos.

Se hace a continuación una enumeración, no exhaustiva de los posibles impactos:

#### IMPACTO SOBRE EL AGUA SUPERFICIAL

- Alteración de los cursos naturales de aguas y aumento de las escorrentías, por efecto de los movimientos de tierras (fig. 15.2).
- En fase de construcción, contaminación de las aguas superficiales por arrastres de tierras con un aumento de la turbiedad y precipitación u oxidación de elementos.
- En fase de explotación, vertidos de aceites, accidentes de mercancías peligrosas, etc.



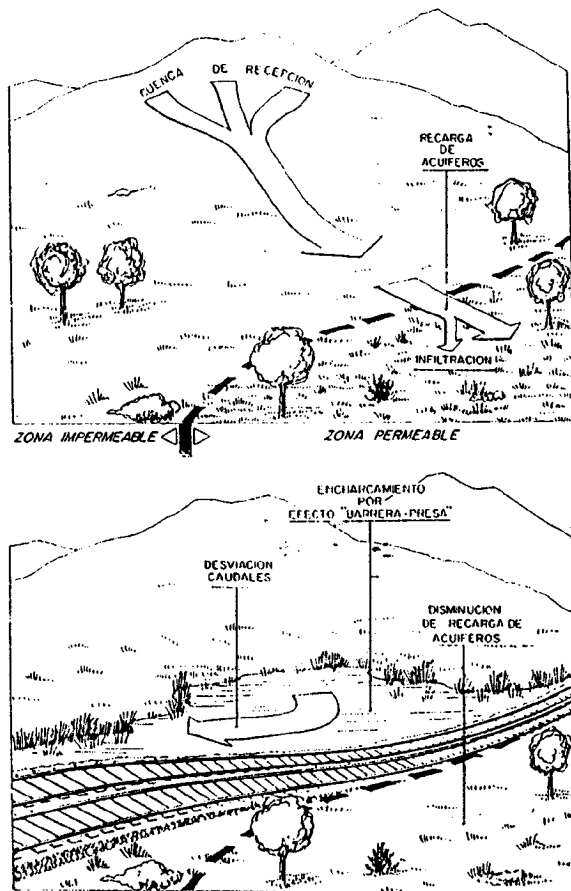
**Fig. 15.1.-** Las necesidades del trabajo obligan a la construcción de numerosos terraplenes y desmontes

disminución de la tasa de recarga de los acuíferos, interceptación y desvío de caudales, cambios en la calidad de aguas y aumento del riesgo de inundaciones por efecto "barrera-presa".

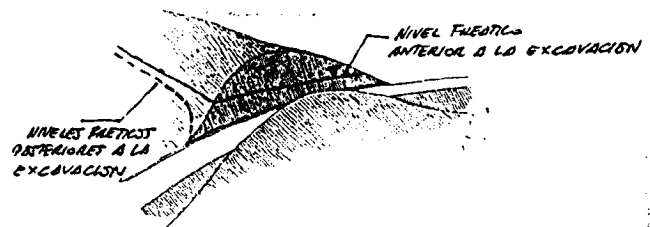
- Acidificación de las aguas por lixiviado de minerales (p.ej. piritas) expuestas en los desmontes.

**IMPACTO SOBRE LOS ACUIFEROS**

- Efecto general de rebajamiento de los niveles freáticos en zonas de desmonte (fig. 15.3).



**Fig. 15.2.-** La hidrología superficial y subterránea puede verse afectada principalmente en cuatro aspectos:



**Fig. 15.3.-** Modificación del nivel freático generado por el drenaje provocado por la excavación.

- Interrupción de acuíferos y oclusión de manantiales.
- Contaminación de las aguas freáticas por aceites, hidrocarburos, derrames en caso de accidentes de mercancías peligrosas, u operaciones de mantenimiento de los



MATRIZ DE IMPACTO AMBIENTAL

INFRAESTRUCTURAS FERROVIARIAS

ACCIONES		EFECTOS	IMPACTO		
			GEOAMBIENTAL	BIOAMBIENTAL	SOCIOCULTURAL
FASE DE CONSTRUCCION	OBRA CIVIL	INFRAESTRUCTURA	RECURSOS MINERALES	FLORA	ESTETICA
			CAMBIO MORFOLOGICOS	FAUNA	USOS DEL TERRITORIO
			EROSION SUELOS	MANIFEROS	CALVIDA
			REGIMEN HIDROLOGICO	REPTILES	INCENDIOS
			TURBIDEZ AGUAS	ANFIBIOS	
			CONTAM. QUIMICA AGUAS	PECES	
			CONTAM. ATMOSFERICA	MICROFAUNA	
			TEMPERATURAS	ESPECIES PROTEGIDAS	
			INESTAB. VALDES	PAISAJE	
			ASIENTOS	PATRIM. ARQUEOLOGICO	
			REGIMEN HIDROLOGICO	PATRIM. GEOLOGICO	
			BOSQUES	PATRIM. HIST. ARTIST.	
			F.M. HERBACIAS	AGRICULTURA	
			F.M. ARBUSTIVAS	GANADERIA	
			FLORA	MADERA	
VEGET. ACUATICA	ZONAS RECREATIVAS				
ESPECIES RARAS	ZONAS INDUSTRIAL				
AVES	ZONAS MINERAS				
	ZONAS RESIDENC.				
	EMPLEO				
	RUIDO				
	INCENDIOS				
FASE DE FUNCIONAMIENTO	USO ESTATICO	ACCESOS A OBRA			
		DESMONTES			
		TERRAPLENES			
		TUNELES			
		PUENTES Y VIADUCTOS			
		PASOS SUPERIORES			
		OBTENCION DE PRESTAMOS Y BALASTO			
		VERTEDEROS			
		ACCESOS A INSTALACIONES			
		VALLADO DE LA LINEA			
		TENDIDO DE VIA			
		EDIFICACIONES			
		EQUIPAMIENTOS			
		EXPROPIACIONES			
		ACCESOS A OBRA			
DESMONTES					
TERRAPLENES					
TUNELES					
PUENTES Y VIADUCTOS					
SANEAMIENTOS					
CANTERAS					
VERTEDEROS					
CATENARIA					
SUBESTACIONES					
LINEAS AEREAS					
ESTACIONES					
CIRCULACION DE VIAJEROS					
CIRCULACION DE MERCANCIAS					
TRABAJOS DE DEPURACION DE BALASTO					
TRABAJOS DE RENOVACION DE VIA					
DESCARRILOS					
OBRAS DE REPARACION					
FASE DE ABANDONO	USO DINAMICO	ACCESOS A OBRAS			
		ACCESOS A INSTALACIONES			
		EXPLANACION			
		DESMONTES			
		TERRAPLENES			
		TUNELES			
		PUENTES Y VIADUCTOS			
		PASOS SUPERIORES			
		SANEAMIENTOS			
		CANTERAS			
		VERTEDEROS			

Fig. 15.4.- Matriz de Impacto Ambiental

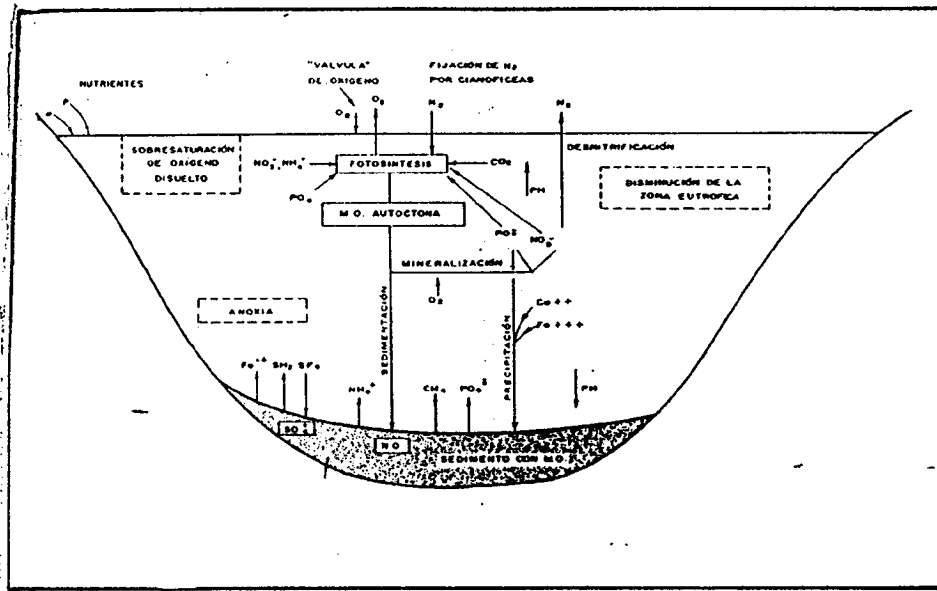


Fig. 15.5.- Mecanismo general de la eutrofización de embalses

Este régimen puede responder a varios objetivos positivos como son la disminución del riesgo de avenidas o garantizar un caudal mínimo de aprovechamiento.

- Cambios en la calidad físico-química del agua, como consecuencia de su retención. Estratificación, eutrofización (fig. 15.5 y 15.6).
- Salinización del agua por la implantación de embalses en rocas yesíferas o salinas.

**IMPACTO SOBRE LOS ACUIFEROS**

- Alteración del régimen de alimentación a los acuíferos subterráneos, motivada por las obras de regulación de las aguas superficiales.
- Modificación de los niveles freáticos, en función de la permeabilidad del vaso.
- Variaciones en la calidad físico-química.

**IMPACTOS SOBRE EL SUELO**

- Ocupación irreversible de terrenos con inundación de los mismos y corte en vías de comunicación preexistentes.
- Modificaciones edáficas como consecuencia de variaciones climáticas, efectos erosivos, de sedimentación, deposición de sales, etc.
- Modificación en los usos del suelo, por la puesta en riego de terrenos.

- Extracción de volumen importante de suelos en el caso de presas de tierra.

**IMPACTOS POR RIESGOS GEOFISICOS**

- Impactos relacionados con los ciclos de erosión y sedimentación.
- Aumento de la capacidad de transporte y de erosión de las aguas, tras su paso por el embalse.
- Impactos asociados a la apertura de canteras o grandes movimientos de tierras.
- Retención de sedimentos con efectos perjudiciales aguas abajo como la regresión de zonas deltaicas.
- Creación de fenómenos de inestabilidad en las laderas del vaso.
- Eventual generación de fenómenos de sismicidad inducida.
- Reactivación y desarrollo de procesos kársticos.

En la fig. 15.7. se muestra la parte correspondiente a impactos geofísicos y sobre las aguas de la matriz de impactos creada por la Comisión Internacional de Grandes Presas, inspirada en la metodología derivada de los trabajos de Leopold.

La matriz original incluye también los impactos



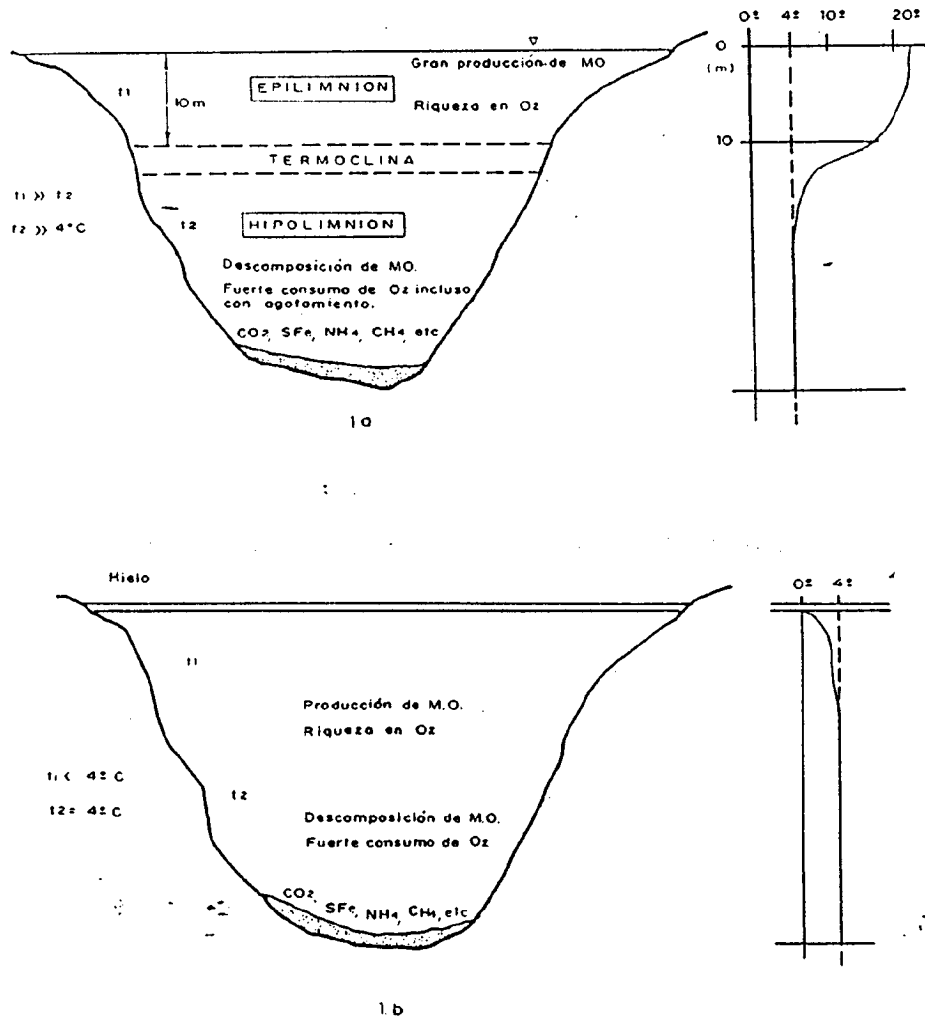


Fig. 15.6.- Estratificación térmica y perfil vertical de temperatura en un lago eutrófico templado-frío: a) verano, b) invierno.

MATRIZ	IMPACTOS ECONÓMICOS Y SOCIALES		IMPACTOS SOBRE EL AGUA		IMPACTOS SOBRE LA SALUD TERRESTRE Y ACUÁTICA	
	IMPACTOS POSITIVOS	IMPACTOS NEGATIVOS	IMPACTOS POSITIVOS	IMPACTOS NEGATIVOS	IMPACTOS POSITIVOS	IMPACTOS NEGATIVOS
1.001. Generación de empleo						
1.002. Desarrollo de infraestructura						
1.003. Mejora de servicios básicos						
1.004. Desarrollo de zonas turísticas						
1.005. Mejora de servicios de salud						
1.006. Desarrollo de zonas agrícolas						
1.007. Desarrollo de zonas industriales						
1.008. Desarrollo de zonas comerciales						
1.009. Desarrollo de zonas de recreación						
1.010. Desarrollo de zonas de conservación						
1.011. Desarrollo de zonas de investigación						
1.012. Desarrollo de zonas de educación						
1.013. Desarrollo de zonas de cultura						
1.014. Desarrollo de zonas de deporte						
1.015. Desarrollo de zonas de arte						
1.016. Desarrollo de zonas de ciencia						
1.017. Desarrollo de zonas de tecnología						
1.018. Desarrollo de zonas de innovación						
1.019. Desarrollo de zonas de emprendimiento						
1.020. Desarrollo de zonas de liderazgo						
1.021. Desarrollo de zonas de creatividad						
1.022. Desarrollo de zonas de colaboración						
1.023. Desarrollo de zonas de solidaridad						
1.024. Desarrollo de zonas de justicia						
1.025. Desarrollo de zonas de equidad						
1.026. Desarrollo de zonas de inclusión						
1.027. Desarrollo de zonas de participación						
1.028. Desarrollo de zonas de transparencia						
1.029. Desarrollo de zonas de integridad						
1.030. Desarrollo de zonas de responsabilidad						
1.031. Desarrollo de zonas de sostenibilidad						
1.032. Desarrollo de zonas de bienestar						
1.033. Desarrollo de zonas de armonía						
1.034. Desarrollo de zonas de equilibrio						
1.035. Desarrollo de zonas de paz						
1.036. Desarrollo de zonas de justicia social						
1.037. Desarrollo de zonas de equidad social						
1.038. Desarrollo de zonas de inclusión social						
1.039. Desarrollo de zonas de participación social						
1.040. Desarrollo de zonas de transparencia social						
1.041. Desarrollo de zonas de integridad social						
1.042. Desarrollo de zonas de responsabilidad social						
1.043. Desarrollo de zonas de sostenibilidad social						
1.044. Desarrollo de zonas de bienestar social						
1.045. Desarrollo de zonas de armonía social						
1.046. Desarrollo de zonas de equilibrio social						
1.047. Desarrollo de zonas de paz social						
1.048. Desarrollo de zonas de justicia social						
1.049. Desarrollo de zonas de equidad social						
1.050. Desarrollo de zonas de inclusión social						
1.051. Desarrollo de zonas de participación social						
1.052. Desarrollo de zonas de transparencia social						
1.053. Desarrollo de zonas de integridad social						
1.054. Desarrollo de zonas de responsabilidad social						
1.055. Desarrollo de zonas de sostenibilidad social						
1.056. Desarrollo de zonas de bienestar social						
1.057. Desarrollo de zonas de armonía social						
1.058. Desarrollo de zonas de equilibrio social						
1.059. Desarrollo de zonas de paz social						
1.060. Desarrollo de zonas de justicia social						
1.061. Desarrollo de zonas de equidad social						
1.062. Desarrollo de zonas de inclusión social						
1.063. Desarrollo de zonas de participación social						
1.064. Desarrollo de zonas de transparencia social						
1.065. Desarrollo de zonas de integridad social						
1.066. Desarrollo de zonas de responsabilidad social						
1.067. Desarrollo de zonas de sostenibilidad social						
1.068. Desarrollo de zonas de bienestar social						
1.069. Desarrollo de zonas de armonía social						
1.070. Desarrollo de zonas de equilibrio social						
1.071. Desarrollo de zonas de paz social						
1.072. Desarrollo de zonas de justicia social						
1.073. Desarrollo de zonas de equidad social						
1.074. Desarrollo de zonas de inclusión social						
1.075. Desarrollo de zonas de participación social						
1.076. Desarrollo de zonas de transparencia social						
1.077. Desarrollo de zonas de integridad social						
1.078. Desarrollo de zonas de responsabilidad social						
1.079. Desarrollo de zonas de sostenibilidad social						
1.080. Desarrollo de zonas de bienestar social						
1.081. Desarrollo de zonas de armonía social						
1.082. Desarrollo de zonas de equilibrio social						
1.083. Desarrollo de zonas de paz social						
1.084. Desarrollo de zonas de justicia social						
1.085. Desarrollo de zonas de equidad social						
1.086. Desarrollo de zonas de inclusión social						
1.087. Desarrollo de zonas de participación social						
1.088. Desarrollo de zonas de transparencia social						
1.089. Desarrollo de zonas de integridad social						
1.090. Desarrollo de zonas de responsabilidad social						
1.091. Desarrollo de zonas de sostenibilidad social						
1.092. Desarrollo de zonas de bienestar social						
1.093. Desarrollo de zonas de armonía social						
1.094. Desarrollo de zonas de equilibrio social						
1.095. Desarrollo de zonas de paz social						
1.096. Desarrollo de zonas de justicia social						
1.097. Desarrollo de zonas de equidad social						
1.098. Desarrollo de zonas de inclusión social						
1.099. Desarrollo de zonas de participación social						
1.100. Desarrollo de zonas de transparencia social						
1.101. Desarrollo de zonas de integridad social						
1.102. Desarrollo de zonas de responsabilidad social						
1.103. Desarrollo de zonas de sostenibilidad social						
1.104. Desarrollo de zonas de bienestar social						
1.105. Desarrollo de zonas de armonía social						
1.106. Desarrollo de zonas de equilibrio social						
1.107. Desarrollo de zonas de paz social						
1.108. Desarrollo de zonas de justicia social						
1.109. Desarrollo de zonas de equidad social						
1.110. Desarrollo de zonas de inclusión social						
1.111. Desarrollo de zonas de participación social						
1.112. Desarrollo de zonas de transparencia social						
1.113. Desarrollo de zonas de integridad social						
1.114. Desarrollo de zonas de responsabilidad social						
1.115. Desarrollo de zonas de sostenibilidad social						
1.116. Desarrollo de zonas de bienestar social						
1.117. Desarrollo de zonas de armonía social						
1.118. Desarrollo de zonas de equilibrio social						
1.119. Desarrollo de zonas de paz social						
1.120. Desarrollo de zonas de justicia social						
1.121. Desarrollo de zonas de equidad social						
1.122. Desarrollo de zonas de inclusión social						
1.123. Desarrollo de zonas de participación social						
1.124. Desarrollo de zonas de transparencia social						
1.125. Desarrollo de zonas de integridad social						
1.126. Desarrollo de zonas de responsabilidad social						
1.127. Desarrollo de zonas de sostenibilidad social						
1.128. Desarrollo de zonas de bienestar social						
1.129. Desarrollo de zonas de armonía social						
1.130. Desarrollo de zonas de equilibrio social						
1.131. Desarrollo de zonas de paz social						
1.132. Desarrollo de zonas de justicia social						
1.133. Desarrollo de zonas de equidad social						
1.134. Desarrollo de zonas de inclusión social						
1.135. Desarrollo de zonas de participación social						
1.136. Desarrollo de zonas de transparencia social						
1.137. Desarrollo de zonas de integridad social						
1.138. Desarrollo de zonas de responsabilidad social						
1.139. Desarrollo de zonas de sostenibilidad social						
1.140. Desarrollo de zonas de bienestar social						
1.141. Desarrollo de zonas de armonía social						
1.142. Desarrollo de zonas de equilibrio social						
1.143. Desarrollo de zonas de paz social						
1.144. Desarrollo de zonas de justicia social						
1.145. Desarrollo de zonas de equidad social						
1.146. Desarrollo de zonas de inclusión social						
1.147. Desarrollo de zonas de participación social						
1.148. Desarrollo de zonas de transparencia social						
1.149. Desarrollo de zonas de integridad social						
1.150. Desarrollo de zonas de responsabilidad social						
1.151. Desarrollo de zonas de sostenibilidad social						
1.152. Desarrollo de zonas de bienestar social						
1.153. Desarrollo de zonas de armonía social						
1.154. Desarrollo de zonas de equilibrio social						
1.155. Desarrollo de zonas de paz social						
1.156. Desarrollo de zonas de justicia social						
1.157. Desarrollo de zonas de equidad social						
1.158. Desarrollo de zonas de inclusión social						
1.159. Desarrollo de zonas de participación social						
1.160. Desarrollo de zonas de transparencia social						
1.161. Desarrollo de zonas de integridad social						
1.162. Desarrollo de zonas de responsabilidad social						
1.163. Desarrollo de zonas de sostenibilidad social						
1.164. Desarrollo de zonas de bienestar social						
1.165. Desarrollo de zonas de armonía social						
1.166. Desarrollo de zonas de equilibrio social						
1.167. Desarrollo de zonas de paz social						
1.168. Desarrollo de zonas de justicia social						
1.169. Desarrollo de zonas de equidad social						
1.170. Desarrollo de zonas de inclusión social						
1.171. Desarrollo de zonas de participación social						
1.172. Desarrollo de zonas de transparencia social						
1.173. Desarrollo de zonas de integridad social						
1.174. Desarrollo de zonas de responsabilidad social						
1.175. Desarrollo de zonas de sostenibilidad social						
1.176. Desarrollo de zonas de bienestar social						
1.177. Desarrollo de zonas de armonía social						
1.178. Desarrollo de zonas de equilibrio social						
1.179. Desarrollo de zonas de paz social						
1.180. Desarrollo de zonas de justicia social						
1.181. Desarrollo de zonas de equidad social						
1.182. Desarrollo de zonas de inclusión social						
1.183. Desarrollo de zonas de participación social						
1.184. Desarrollo de zonas de transparencia social						
1.185. Desarrollo de zonas de integridad social						
1.186. Desarrollo de zonas de responsabilidad social						
1.187. Desarrollo de zonas de sostenibilidad social						
1.188. Desarrollo de zonas de bienestar social						
1.189. Desarrollo de zonas de armonía social						
1.190. Desarrollo de zonas de equilibrio social						
1.191. Desarrollo de zonas de paz social						
1.192. Desarrollo de zonas de justicia social						
1.193. Desarrollo de zonas de equidad social						
1.194. Desarrollo de zonas de inclusión social						
1.195. Desarrollo de zonas de participación social						
1.196. Desarrollo de zonas de transparencia social						
1.197. Desarrollo de zonas de integridad social						
1.198. Desarrollo de zonas de responsabilidad social						
1.199. Desarrollo de zonas de sostenibilidad social						
1.200. Desarrollo de zonas de bienestar social						

Fig. 15.7.- Matriz de Impacto Ambiental de la Comisión Internacional de Grandes Presas

económicos y sociales y los efectos sobre la flora y fauna terrestre y acuática.

En lo anterior no hemos señalado los impactos catastróficos que pueden derivarse de la rotura de una presa, fenómeno afortunadamente poco frecuente. La ola de rotura, cuya altura fácilmente alcanza la mitad de la altura original de la presa tiene un extraordinario poder destructivo en bastantes kilómetros de cauce, arrastrando edificaciones y remodelando el terreno natural. Normalmente los proyectos de grandes presas incluyen una evaluación de los efectos de una hipotética rotura.

#### b) Canales

Las alteraciones ambientales básicas que se producen durante la construcción de un canal tienen bastante semejanza con las correspondientes a otras obras lineales. Sin embargo pueden citarse como más específicos los impactos siguientes:

- La recarga o creación de acuíferos superficiales, induciendo problemas de inestabilidad en laderas.
- La creación de barreras al flujo natural.
- Efectos positivos respecto al desarrollo de vegetación.

#### 15.3.3. Alteraciones ambientales producidas por las obras marítimas

La creación de obras costeras o portuarias precisa de grandes extensiones situadas en las costas, rías, zonas pantanosas o marismas, que suelen ser áreas necesarias para el equilibrio ecológico y pueden sufrir transformaciones irreversibles.

Entre los posibles impactos pueden destacarse los siguientes:

- La interrupción o reducción del transporte litoral por cualquier elemento barrera que sobresalga de la línea de costa como diques, muelles, pantalanes, espigones, etc. Ello produce una acumulación o acreción de sedimentos contra la barrera y una degradación o pérdida de las playas o depósitos arenosos situados en el lado opuesto al faltar los aportes y no estar compensado el transporte según la costa o el transversal hacia el mar.
- Las obras marítimas y sus vías de acceso pueden provocar la ocupación irreversible de zonas costeras, marismas, playas, etc.
- Los muros de muelle o ribera pueden constituir

una barrera natural hacia el mar de las zonas terrestres adyacentes.

- Muchos muros, paseos marítimos, etc. cortan el transporte eólico, impidiendo el mantenimiento de los campos de dunas costeras.
- Los vertidos pueden alterar la dirección del drenaje provocando efectos erosivos en la costa.
- El vertido de productos de dragado puede alterar la morfología de los fondos, modificando las corrientes y creando diversos tipos de contaminación.

#### 15.3.4. Alteraciones ambientales derivadas de la explotación de recursos minerales y rocas industriales

La importancia y naturaleza de los impactos derivados de estas explotaciones (fig. 15.8 y 15.9) es consecuencia de la interrelación de muchos factores, como: el tamaño de la explotación minera, el volumen de estériles, la ubicación y características físicas del lugar, la naturaleza de la mena, el método de explotación utilizado, el grado de integración del proceso de extracción con las restantes actividades (reducción, refinamiento, transformación, etc.), la técnica empleada, la recuperación de otros elementos asociados al producto principal, etc.

Un resumen de las principales alteraciones ambientales distinguiendo el medio natural afectado, es el que a continuación se indica:

#### ALTERACIONES SOBRE EL AGUA SUPERFICIAL

- Alteración permanente de los drenajes superficiales, severa en el caso de la construcción de las escombreras y moderada en el de la implantación de viales e infraestructuras.
- Contaminación de las aguas superficiales (turbiedad por partículas sólidas, elementos tóxicos disueltos, acidificación derivada de la oxidación e hidratación de elementos piríticos, precipitación química de compuestos de hierro, etc.) derivada de las operaciones necesarias para la creación de escombreras y del tráfico de camiones y maquinaria pesada, del bombeo y la descarga de efluentes, y de la implantación de viales e infraestructura.

#### ALTERACIONES SOBRE LOS ACUIFEROS

- Alteración del régimen de caudales subterráneos motivada por las operaciones de creación de cotas y excavaciones de galerías y

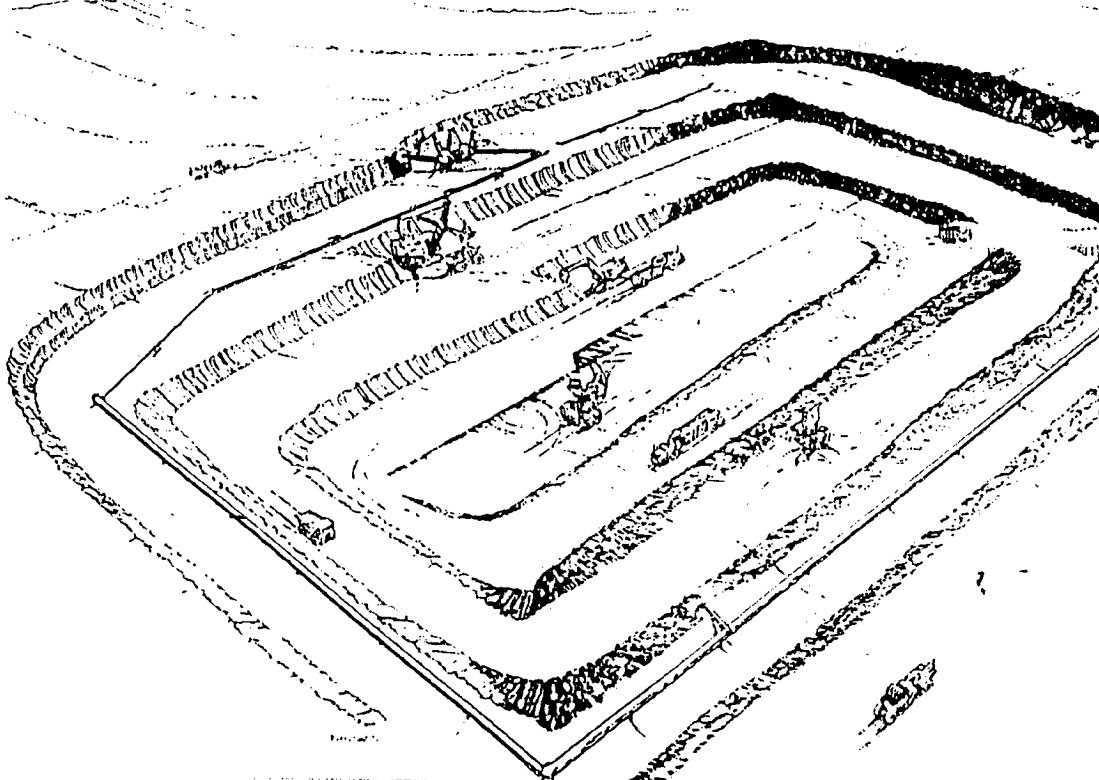


Fig. 15.8.- Explotación por el método de terrazas (Leroy, D., 1979)

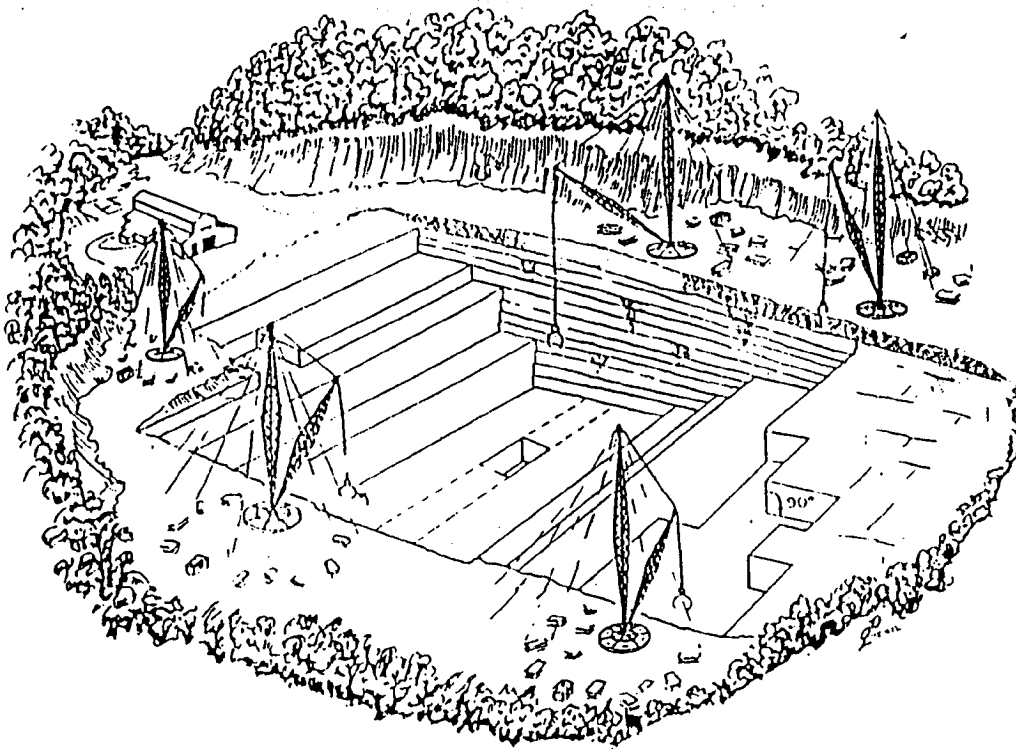


Fig. 15.9.- Cantera de roca ornamental

bombeos del agua de los niveles freáticos cortados (fig. 15.10).

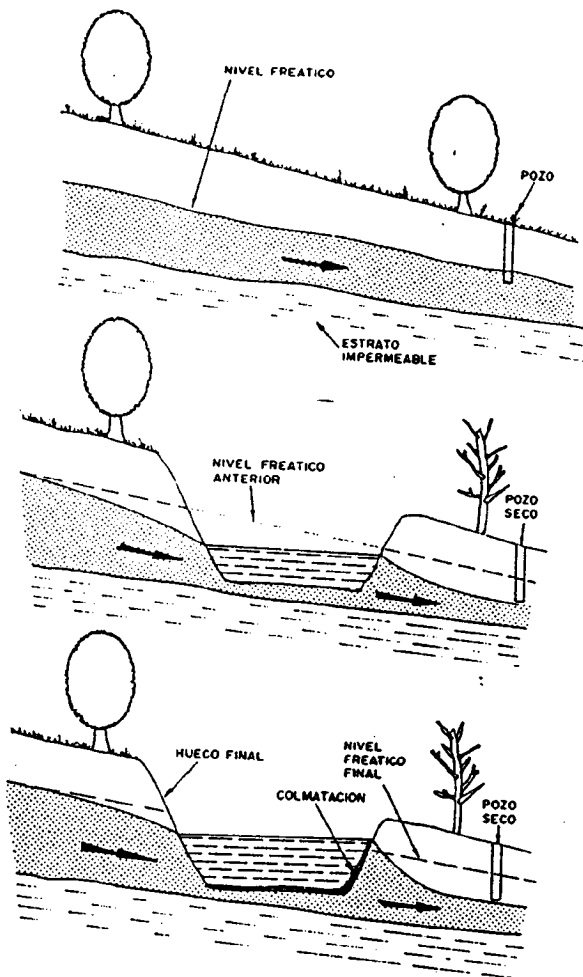


Fig. 15.10.- Evolución del nivel freático en una gravera

- Contaminación de acuíferos (aceites, hidrocarburos, etc.), y de efectos derivados del mantenimiento de maquinaria.

#### ALTERACIONES SOBRE EL SUELO

- Ocupación irreversible de suelo fértil por la creación de cortas y escombreras y por la construcción de viales, edificios y plantas de tratamiento.
- Inducción de efectos edáficos negativos en los alrededores de la explotación por la acumulación de residuos, elementos finos, polvo de carbón, etc.

#### OTROS IMPACTOS SOBRE EL MEDIO FÍSICO

- Aumento del riesgo de desprendimientos, deslizamientos o hundimientos de tierras, subsidencias, etc. motivado por la creación de escombreras y por la construcción de cortas o galerías subterráneas.
- Aumento de la carga de sedimentación aguas abajo, producida por la adición de material sólido derivado de la creación de escombreras y de viales e infraestructuras.

La fig. nº 15.11 recoge la matriz fuertemente utilizada para la caracterización de las principales alteraciones ambientales producidas por la minería a cielo abierto con reflejo cualitativo del nivel de intensidad.

#### 15.3.5. Alteraciones ambientales producidas por los depósitos de residuos

Existe una amplia variedad de residuos (Tabla 15.1 y 15.2) y de forma de depositarlos (fig. 15.12) por lo que también son muy diversos sus efectos sobre el medio físico. No trataremos aquí los residuos radiactivos que dan lugar a una problemática específica especial (ver Cap. 10).

Modernamente la implantación de estos depósitos viene precedida del estudio de las condiciones hidrogeológicas de los posibles emplazamientos, formas de vertido y extensión de los materiales, recubrimientos y aislamientos, actividades complementarias como desvío de viales, cursos de agua, escorrentías, etc.

Sin embargo no siempre las soluciones son satisfactorias, generándose importantes alteraciones ambientales, del tipo de las enumeradas a continuación:

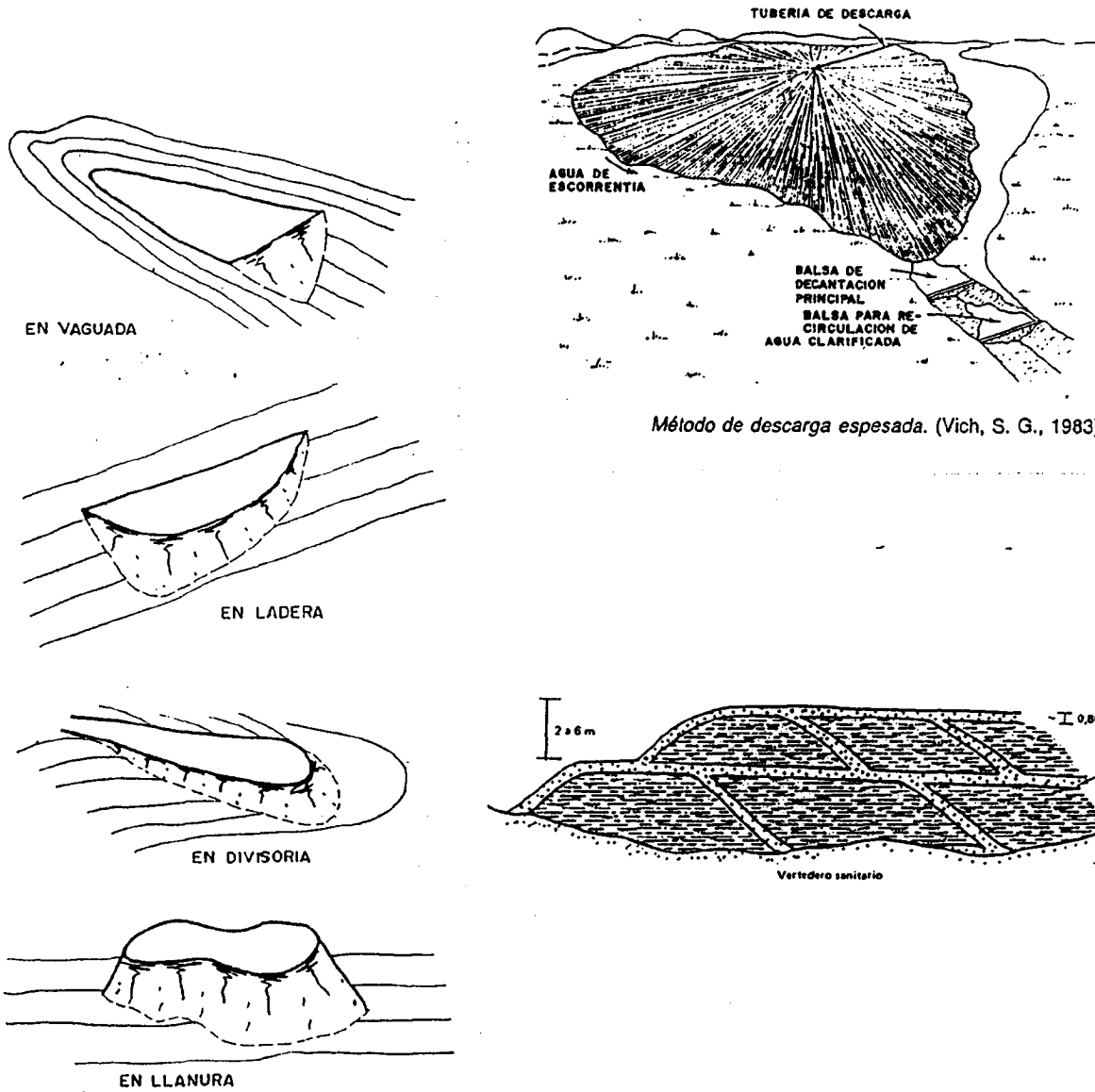
#### IMPACTO SOBRE EL SUELO

- Alteración por ocupación o eliminación de suelo fértil.
- Alteración o pérdida de la cobertura vegetal, y de los horizontes productivos.
- Consecuente aumento de la erosionabilidad.
- Alteración de la naturaleza y textura del suelo por aportes químicos.

Los propios depósitos de residuos sólidos sufren importantes fenómenos de degradación y asentamiento, dando lugar a veces a deslizamientos y flujos. Este riesgo es mucho más notable en el caso de residuos líquidos o saturados en los que la rotura de los elementos de confinamiento pueden provocar flujos de efectos desastrosos aguas abajo. Estos depósitos son bastante sensibles a la licuefacción bajo acciones

SINBOLOGIA		ELEMENTOS CARACTERISTICOS Y PROCESOS AMBIENTALES SUSCEPTIBLES DE SER AFECTADOS POR LA ACTIVIDAD MINERA															
		ATMOSFERA		AGUA		SUELOS		VEGETACION	FAUNA	PROCESOS ECOLOGICOS		PROCESOS FISICOS			MORFOLOGIA EN EL PASAJE		
●	○	ALTERACIONES GENERALMENTE IMPORTANTES	ALTERACIONES GENERALMENTE POCO IMPORTANTES	AGUA SUPERFICIAL	AGUA SUBTERRANEA	CARACTERISTICAS EDAFICAS	USOS DEL SUELO	ESPECIES Y COMUNIDAD VEGETALES	ESPECIES Y POBLACION ANIMALES	CAENAS Y REDES TORNICAS	INUNDACION	EROSION	SEMIOMBRACION	ESTABILIDAD	SISMICIDAD (VIBRACIONES)	SUBSIDENCIA	MODIFICACIONES EN EL PASAJE
		ACCIONES PRODUCTORAS DE IMPACTOS O ALTERACIONES															
		1. EXPLORACION E INVESTIGACION															
		2. INFRAESTRUCTURA															
		2.1. CONSTRUCCION DE EDIFICIOS Y PLANTAS DE TRATAMIENTO															
		2.2. NUEVOS VALES Y CONDICIONES															
		2.3. DESAGUES Y DRENAJES															
		3. OPERACION															
		3.1. PERFORACION															
		3.2. VOLADURA															
		3.3. ARRANQUE Y CARGA															
		3.4. TRANSPORTE DE MATERIALES Y TRAFICO DE MAQUINARIA															
		3.5. MANTENIMIENTO															
		3.6. TRATAMIENTO DE MINERALES															
		4. MODIFICACIONES FISIOGRAFICAS															
		4.1. CREACION DE MUECOS															
		4.2. VENTIDO DE ESTERILES, ESCOMBROS Y BALASAS															

Fig. 15.11.- Identificación de posibles alteraciones ambientales producidas por la minería energética



Método de descarga espesada. (Vich, S. G., 1983)

Tipos de escombreras exteriores.

Fig. 15.12.- Principales morfologías de depósitos de residuos

TABLA 15.1.- CLASIFICACION DE LOS RELLENOS

a) ESCOMBRERAS Y BALSAS	Granulares	Escollerados
	Heterogéneas	Restos de demolición
b) VERTEDEROS	Industriales	Vertidos
	Basureros	Sin tratar "Sanitarios"
c) RELLENOS HIDRAULICOS		Incinerados
	Balsas mineras	Triturados
	Productos de dragado	
	Desechos industriales	

TABLA 15.2.- CLASIFICACION DE RESIDUOS INDUSTRIALES (Riaño, 1977)

RESIDUOS	FORMAS DE PRODUCCION	TIPO DE RESIDUOS	COMPONENTES	
MINEROS	Minería	Recubrimientos Estériles minado	Silicatos Pizarras, Rocas silicatadas y calizas, Maderas y Clasuras	
	Concentración mineral	Escoria Diques estériles	Rocas silicatadas y calizas Residuos de los menas	
INDUSTRIALES	Industria Alimentación	Restos de proceso Embalajes	Vegetales y frutos Cereales Cenizas Huesos vegetales Pinites Grasas, aceites Cartonajes Huesos animales Plantas Cáscaras Hojas, raíces	
	Industria conservera	Restos de proceso	Residuos orgánicos Conchas Recortes metálicos	
	Industria oleícola	Restos vegetales	Semillas Huesos Pulpas	
	Industria lácteos	Derivados lácteos	Grasas Proteínas	
	Industria vinícola, conservera	Restos vegetales	Crujos Melazas Pulpas vegetales	
	Industria farmacéutica	Microorganismos Compuestos orgánicos		
	Industria textil	Restos textiles	Fibras naturales Fibras sintéticas	
	Industria madera y papel	Residuos celulósicos Papel y pulpas	Fibras celulósicas Pulpa y papel Recortes madera	
	INDUSTRIALES	Industria madera y papel	Restos diversos	Serrines Metales Plásticos Cables Pinturas Degradantes Tintas Recortes papel Cartones
		Industria química	Restos productos químicos Envases y embalajes Pulpas	Productos inorgánicos Productos orgánicos Metales Gomas Vidrios Acidos Pinturas Disolventes Pigmentos
Industria petróleo, caucho y plástico		Restos productos petróleo, Envases y embalajes	Asfaltos Alquitranes Plásticos Papel y cartón Textiles Productos petrolíferos Gomas Colorantes Negro de humo	
Industria cemento y cerámicas		Restos de materias primas	Arcillas Cementos Yesos Alatastros Vidrios Abrasivos Papel y cartonajes	
Metalurgia y siderurgia Transformados metálicos		Estériles y materias primas Restos productos Recortes	Pulpas y barros Cenizas Arenas Chatarras férreas Chatarras no férreas Disolventes Lubrificantes Licor de decapado Linduras Cerámicas Embalajes	
Fabricación de bienes de equipo		Restos materias primas Recortes	Chatarras Gomas Maderas	
INDUSTRIALES	Fabricación de bienes de equipo	Embalajes	Cables Escorias Plásticos Resinas Textiles Pinturas Disolventes Vidrio	
	Industria diversas	Restos materias primas Recortes Embalajes Fármacos Lodos depuración	Metales Chatarras Vidrios Plásticos Cables Gomas Textiles Pinturas Disolventes Cerámicas Cenizas Lodos depuración	
ESPECIALES		Residuos industriales	Chatarra Cables Metales Bienes de equipo Plásticos Textiles Maderas, etc.	
		Tóxicos y peligrosos	Radioactivos Químicos especiales Biológicos	

dinámicas.

**IMPACTOS SOBRE LAS AGUAS SUPERFICIALES**

- Alteración de drenajes superficiales por ocupación de cursos, manantiales, etc.
- Contaminación por lixiviados producidos por los propios residuos o por las aguas de escorrentía.
- Contaminación por arrastres de partículas sólidas, consecuencia de fenómenos de tipo erosivo, de dilución, sedimentos, socavación, etc.

**IMPACTOS SOBRE LAS AGUAS SUBTERRANEAS**

- Alteración de la calidad de las aguas subterráneas por infiltración y mezcla de elementos contaminantes o lixiviados procedentes de los residuos (aceites, vertidos, líquidos, ...) (Fig. 15.13).

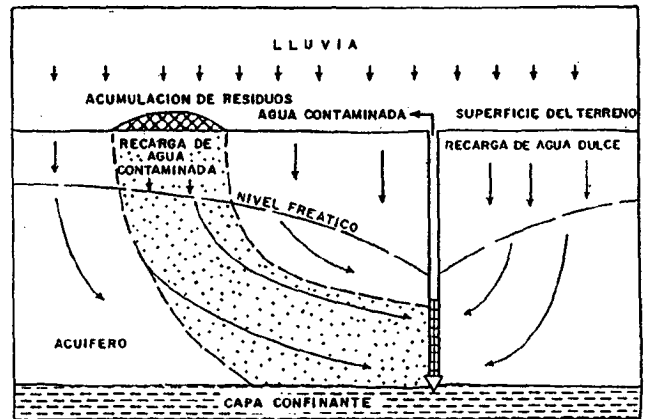


Fig. 15.3.- Contaminación de un acuífero por lixiviado de residuos sólidos depositados en superficie

**IMPACTOS SOBRE LA MORFOLOGIA**

- Cambios físicos del terreno superficial por alteración morfológica (promontorios, relleno de vaguadas, etc.)
- Modificación de cauces por aporte de sedimentos difícilmente movilizables.

**15.3.6. Alteraciones derivadas de la actividad urbanística**

La construcción de las ciudades y los núcleos residenciales urbanos generan alteraciones diversas del medio natural, las cuales van en aumento con la densidad de ocupación y el desarrollo tecnológico.



Una simple enumeración de efectos puede ser:

- Ocupación de cauces y aumento de los efectos destructores de las avenidas.
- Aumento de las escorrentías por la pavimentación y modificación de relieve natural.
- Alteración de los niveles freáticos. En unos casos el agua asciende por cesar la extracción de agua para riego o abastecimiento, mientras que en otros se produce un rebajamiento por drenajes, reducción de infiltraciones o bombeos excesivos. Los efectos secundarios de estas oscilaciones pueden ser asientos de terreno, pudrición de pilotajes de madera, aparición de humedades en sótanos, cambios de volumen en arcillas expansivas, etc.
- Actualmente las ciudades están creciendo en profundidad (sótanos, aparcamientos y locales subterráneos, redes de transporte, pasos inferiores, etc.) y ello supone la creación de barreras al flujo subterráneo, con ascenso de niveles aguas arriba de la obstrucción y descenso aguas abajo, pudiendo producirse los efectos antes mencionados.
- Las redes de saneamiento, fosas sépticas, etc. son una causa inmediata de contaminación de los acuíferos urbanos.
- La edificación en laderas está asociada con frecuencia a fenómenos de inestabilidad no solo por las alteraciones morfológicas sino también por los aportes accidentales de agua, fugas de conducciones, riego de jardines, etc.

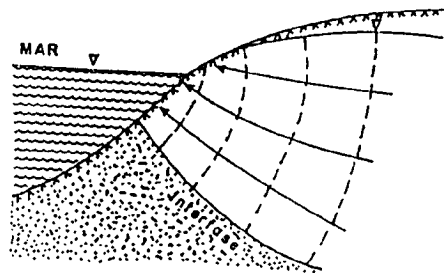
Todo ello sin contar la notable alteración que en el entorno de las ciudades producen la extracción de materiales de construcción, los vertederos, las redes viarias, los abastecimientos de agua, etc.

**15.3.7. Extracción de aguas y combustibles fósiles**

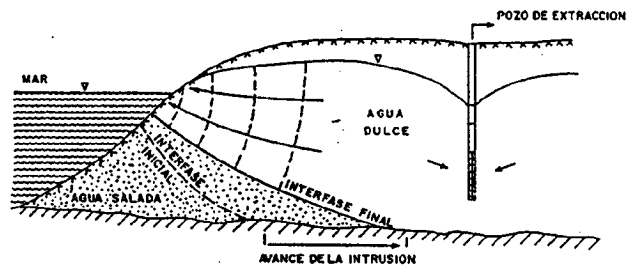
La extracción de agua del terreno introduce un factor de alteración en el equilibrio de los acuíferos cuya alimentación o recarga natural puede ser muy limitada. En el caso de los combustibles fósiles se trata de una energía no renovable cuyo consumo viene siendo compensado momentáneamente con el descubrimiento de nuevas reservas.

El agotamiento de los acuíferos por un régimen de explotación con balance negativo tiene consecuencias importantes en el medio geológico.

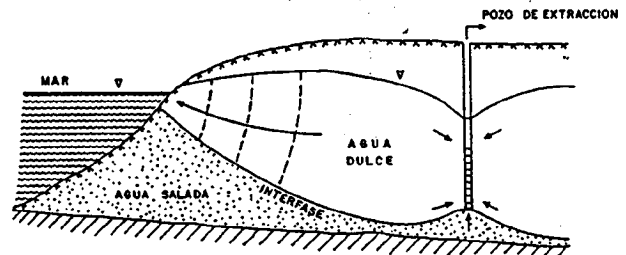
En el caso de los acuíferos costeros es conocido el fenómeno de la intrusión salina (fig. 15.14) por bombeos excesivos, con diversas consecuencias como



a) Interfase agua dulce-agua salada en un acuífero costero en condiciones de flujo estacionario de agua dulce hacia el mar-(Según Hubert, 1940)



b) Avance de la interfase tierra adentro como consecuencia del bombeo excesivo



c) Contaminación directa de una captación por agua salada como consecuencia del bombeo excesivo

**Fig. 5.14.-** Distintas fases de la "intrusión salina" por bombeo excesivo.

- Degradación o destrucción total de los recursos hídricos subterráneos. Es suficiente un 2% de agua marina para provocar serios problemas en la potabilidad de un agua inicialmente dulce y un 5% basta para inutilizar en la mayoría de los usos.
- Evolución hacia altas salinidades en el agua de consumo, hasta superar la normativa vigente haciéndola no potable o no utilizable industrialmente.
- Problemas de mayor contaminación en los

vertidos urbanos como consecuencia de los aditivos precisos para el lavado; situaciones de corrosión; aumento de costes debido a la necesidad de penetramiento de agua; etc.

La extracción de agua, petróleo, gas natural, etc. del terreno es la causa principal de los grandes problemas de subsidencia a escala regional. Es el caso de Venecia, Rávena, México, Bangkok y otras muchas áreas metropolitanas.

Por un lado la extracción de fluidos permite una reducción de los huecos del terreno pero, a su vez, al aumentar el peso efectivo de las capas que van quedando por encima del nivel de extracción se produce la consolidación y asentamiento de las subyacentes.

En algunos casos este drenaje subterráneo está acompañado de arrastre de partículas finas hacia capas más abiertas, fracturas, cavidades, etc., con lo cual pueden producirse hundimientos superficiales, reactivación de procesos kársticos o distintos tipos de inestabilidad.

**15.3.8. Contaminación del terreno**

El elemento más vulnerable a la contaminación exterior es el agua contenida en el terreno dada su capacidad de absorción y difusión si bien también se dan casos de degradación de la fase sólida y su transporte en una substancia nociva.

El origen de la contaminación se encuentra principalmente en la actividad industrial y en menor medida en la agrícola y urbana.

No entraremos aquí en el detalle de los elementos contaminantes generados por cada una de estas actividades, limitándonos a aquellos aspectos del proceso más relacionados con la Ingeniería Geológica.

**a) Características de la fuente contaminante**

Esta puede ser concentrada, como un efluente industrial o externa, ocupando áreas más o menos grandes. Aquí se incluiría el vertedero, de basuras, de depósito de residuos o los grandes campos tratados con abonos o pesticidas (fig. 15.15). Hay otras fuentes más difusas como las fugas en redes de saneamiento, los vertidos ocasionales por accidentes de tráfico, etc.

El grado de previsión y control que puede hacerse de estas fuentes es muy variado aunque en algunos casos ya existe una normativa bastante clara.

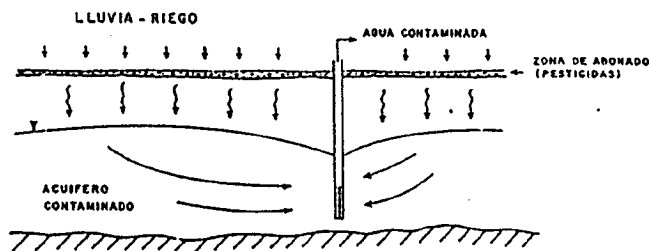


Fig. 15.15.- Contaminación difusa por actividades agrícolas

**b) Vulnerabilidad del territorio**

Salvo en caso de infiltración artificial profunda de contaminantes (lo cual constituye una práctica ilegal) (fig. 15.16), la penetración en el terreno se realiza por gravedad a través de la superficie del mismo por lo cual son determinantes en dicho proceso las características de permeabilidad de las capas superficiales.

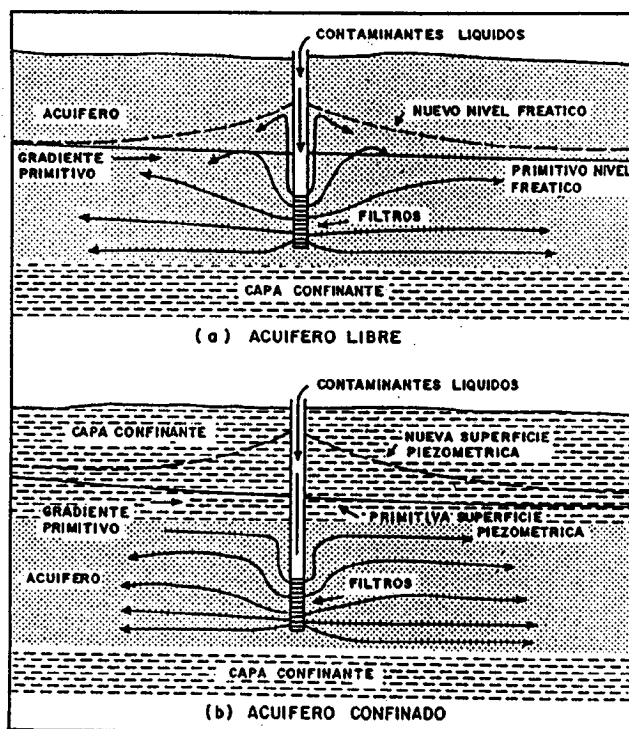


Fig. 15.10.- Propagación de contaminantes inyectados en acuíferos (Según Deutsch, 1963).

**c) Difusión de los contaminantes**

La peligrosidad de un proceso de contaminación viene asociada a la velocidad de difusión

del contaminantes y a la amplitud de la zona afectada.

#### 15.4. RESTAURACIÓN Y PROTECCION DEL MEDIO FISICO GEOLOGICO

Además de las actuaciones indicadas en apartados anteriores se enumeran aquí otras muchas que con carácter básico o complementario pueden contribuir a prevenir o mitigar las alteraciones del medio físico.

##### 15.4.1. Alteración ambiental de las aguas

- Ordenación y regulación de las actividades potencialmente contaminantes en áreas cuya vulnerabilidad haya sido previamente determinada.
- Establecimiento de parámetros de protección de calidad, prohibiendo o limitando ciertas actividades, especialmente en las proximidades a las captaciones, cursos de agua, o zonas de recarga de los acuíferos.
- Creación de sistemas de drenaje eficaces para la recogida de las aguas efluentes de zonas de obras, excavaciones, vertederos, etc.
- Construcción de obras auxiliares de captación de esorrentías para la protección de taludes, canales, obras lineales, vertederos, etc.
- Reducción de las pendientes de los taludes de excavación y rellenos artificiales para disminuir la velocidad, y por tanto, la capacidad erosiva del agua, y favorecer al mismo tiempo la implantación de la cubierta vegetal.
- En algún caso crear taludes escarpados para reducir el área expuesta a la erosión.
- Minimizar la eliminación de meandros y rápidos.
- suavizar los cambios de forma de cauces.
- Intentar la estabilización de las orillas y márgenes de los ríos, así como de las terrazas.
- Diseño de plantas de tratamiento de aguas, adaptadas a las características de los elementos contaminantes (depuración, balsas de decantación, filtros, drenajes, etc.). La planta deberá captar todos los efluentes de la zona afectada, y se situará antes de la descarga en la corriente fluvial receptora.
- Establecimiento de sistemas de control mediante análisis periódicos que detecten las variaciones y anomalías inadmisibles en las características del agua.
- Supresión de las vías directas de aporte entre las zonas de generación de contaminantes y los cursos fluviales.
- Canalización de las aguas con transporte de sólidos en suspensión hacia balsas de decantación, antes de la descarga final en la

corriente fluvial receptora.

- Revegetación de las superficies excavadas a efectos de minorar la erosión.
- Aislamiento de materiales fácilmente disgregables y contaminantes, cubriéndolos o impermeabilizando con otros suelos o rocas procedentes de la propia explotación.
- Diseño de vertederos, según normativas de construcción y abandono, creando barreras de intercepción e impermeabilización.
- Control del vertido directo de residuos industriales o urbanos.
- Limitación de caudales de bombeo como acción preventiva frente a la intrusión.

##### 15.4.2. Alteraciones ambientales por procesos geofísicos

- Establecer sistemas de drenaje en zonas inundables o inestables.
- Adopción de medidas que reduzcan la erosión de laderas, entre ellas un diseño adecuado de los taludes artificiales (fig. 15.17).
- Remodelar formas potencialmente inestables para evitar deslizamientos y desprendimientos.
- Adoptar medidas que eviten la producción de polvo.
- Revegetación rápida tras los movimientos finales de tierra en cada zona.
- Colocación sobre el terreno natural una capa de espesor suficiente de material grueso drenante seleccionado, antes del comienzo de un vertedero, al objeto de lograr un nivel freático lo más bajo posible.
- Utilizar métodos constructivos previamente estudiados, de vertederos, escombreras y balsas, de modo que su factor de seguridad sea mayor a 1,3.
- Evitar las implantaciones de vertederos en terrenos con pendiente media que supere el 9%.
- Evitar ubicaciones de escombreras en zonas con peligro de hundimiento (minería subterránea abandonada, socavaciones, zonas de karst, etc.).

##### Alteraciones ambientales de los suelos

- Retirada y acopio de la tierra vegetal de las zonas ocupadas por las obras finales y de infraestructura.
- Diseño de un modelo de recuperación que permita la utilización productiva y ecológica del terreno una vez afectado.
- Adopción de medidas que eviten la producción de polvo, deslizamientos, desprendimientos, ...

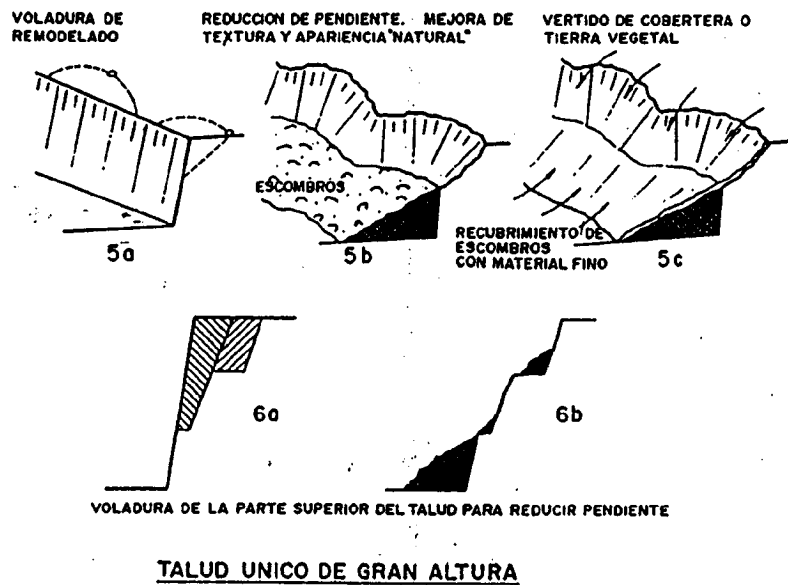
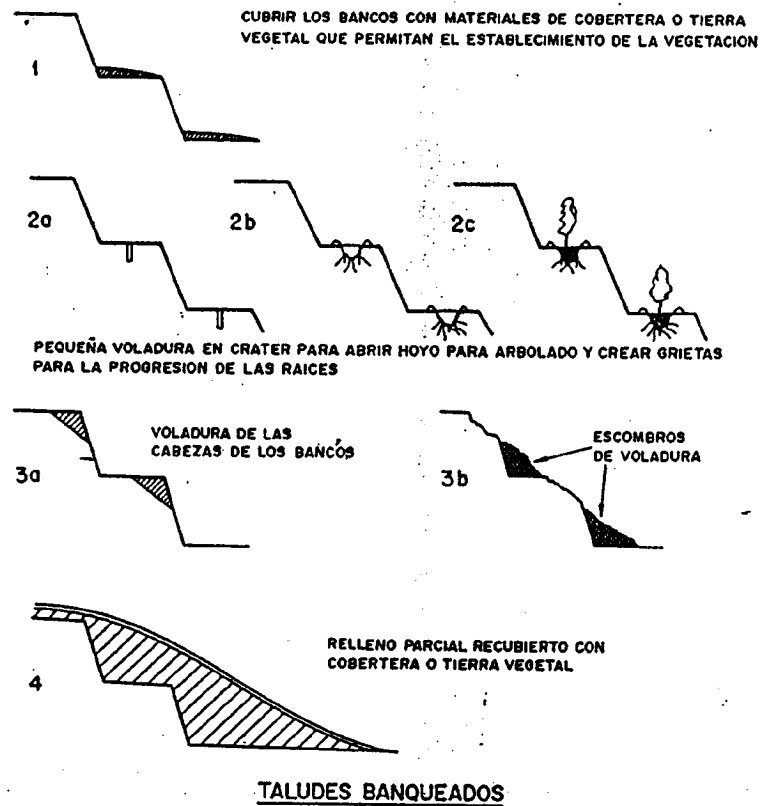


Fig. 15.17.- Posibilidades de tratamiento de los taludes finales

## 15.5. RESTITUCIÓN DE LOS SUELOS Y DE LA CUBIERTA VEGETAL

Dentro de las medidas minimizadoras o correctoras del impacto ocasionado sobre el valor agrológico de los suelos por las actividades citadas, están la recogida, el acopio y tratamiento de los horizontes que constituyen el propio suelo. La potencia a recoger de cada nivel deberá decidirse en base a un estudio edafológico.

La operación de retirar el suelo exige una supervisión para no alterar la estructura del mismo, ni su grado de compactación. Por este motivo, deberá evitarse, en lo posible, el paso de maquinaria pesada, especialmente con ruedas, y deberá cubrirse cuando esté seco.

Es importante durante el acopio del suelo mantener las cantidades originales de humus estabilizado, ya que éste no es arrastrado por las aguas de infiltración, y mantiene la estructura esponjosa del mismo, con aumento de la capacidad de retención de nutrientes y de agua.

El terreno donde se acopien deberá ser lo más llano posible, redistribuidos en lugares próximos a las obras; y estará lo suficientemente drenado para que no puede originarse un ambiente reductor en las zonas inferiores del apilamiento.

En esta disposición, es muy conveniente someterlos a un tratamiento de siembra y abonado, encaminado a evitar la degradación de la estructura, recuperar las pérdidas en materia orgánica y crear un tapiz vegetal que aporte unas condiciones que permitan la subsistencia de la microfauna y microflora originales.

Son pues objetivos que se persiguen con la regeneración de la cubierta vegetal:

- El crear unas condiciones óptimas para lograr un suelo estabilizado capaz de soportar las alteraciones.
- El establecimiento de una infraestructura de suelos, compatibles con los del entorno, y económicamente rentables.

De otra parte, deben considerarse también aquellos factores que en función del metro donde se desarrolla la construcción y explotación de la Obra pueden tener una incidencia mayor en el desarrollo de la capa vegetal. Son éstos los factores climáticos, como la temperatura, la humedad, los vientos; los fisiográficos, relativos a la configuración topográfica, la altitud, la pendiente de los taludes construidos, su

orientación respecto al sol, etc.

La posible necesidad de realizar los trabajos de regeneración vegetal fuera de la estación idónea para ello, acordes con la marcha de la construcción, hacen que los métodos empleados para tales labores no sean los comunes, y se utilicen entre otros:

- 1.- Los mulchs
- 2.- Los estabilizadores
- 3.- Los abonos en materia orgánica

### 15.5.1. El Mulch

Es una cubierta orgánica o inorgánica que aplicada al suelo sirve de protección a éste y a la semilla depositada en él. Entre los efectos que produce destacan los siguientes:

- Reduce el impacto mecánico de la lluvia y evita la acción de la escorrentía.
- Disminuye las pérdidas de finos, abonos y semillas, fundamentalmente en terrenos muy erosionables y con pendientes.
- Mantiene la temperatura del suelo de forma más uniforme.
- Retiene el agua.
- Reduce la evaporación, manteniendo la humedad del suelo por más tiempo.
- Estimula la germinación de las semillas y facilita la penetración de las raíces en el suelo.
- Si es de origen orgánico enriquece el suelo al descomponerse.

Existen muchos materiales susceptibles de ser usados como mulch: la celulosa, el serrín, la paja, el papel, la turba, el mantillo, la fibra de cristal, el betún, la gravilla, etc.

### 15.5.2. Los estabilizadores

Son materiales orgánicos o inorgánicos aplicados en solución acuosa, que penetrando a través de la superficie del suelo reducen la erosión por aglomeración física de las partículas produciendo enlaces coloidales, que aumentan la capacidad de retención del agua y la porosidad del suelo, mejorando su estructura.

Los estabilizadores de extractos acuosos de algas marinas poseen alto contenido en potasio y fósforo, son ricos en oligoelementos, y favorecen notablemente la germinación de semillas, aumentando la resistencia de las plantas a las enfermedades y heladas.

La principal ventaja de estos extractos es la de

suministrar material mineral y orgánica al suelo.

Los estabilizadores de polímeros sintéticos son productos de síntesis, polímeros amónicos, polianiones, policationes, etc.

A veces, se utilizan como complemento del mulch, formando una unión resistente a la acción erosiva de la lluvia.

Los estabilizadores de emulsiones bituminosas, son emulsiones a base de elastómeros, resina, asfalto, aceites disolventes no volátiles, disolventes volátiles y agua.

### 15.5.3. Abonos ricos en materia orgánica

Uno de los tratamientos para regenerar la cubierta vegetal en los taludes y terraplenes creados, es la aplicación de abonos coincidentes con las operaciones de siembra, son compuestos de nitrógeno, fósforo y potasio que se incorporan como fertilizantes granulados solubles.

Es necesario que los abonos sean de asimilación lenta y difícilmente solubles, ya que se ha comprobado que cuando las plantas han germinado y empiezan a desarrollar su sistema radical, los fertilizantes han desaparecido por lavado, además de que el añadir este abono en el momento de la siembra puede actuar como inhibidor de la germinación.

Los abonos de asimilación lenta son los que contienen gran cantidad en materia orgánica. Suelen estar formados por harinas de huesos, cuernos, pezuñas, carne, plumas, etc. y como materia mineral: potasio, fósforo, azufre, magnesio, nitrato potásico, superfosfato, sulfato magnésico, etc.

Las especies a implantar vendrán determinadas por las condiciones edáficas, climáticas y sociales del lugar dentro de unos límites ecológicos y un pH

determinado.

La existencia en el mercado de semillas o plantas de la especie consideradas como idóneas deben ser uno de los condicionantes del tratamiento de regeneración.

La siembra de herbáceas es la solución más idónea para crear una cubierta vegetal continua y de una forma rápida, ellos son dos factores muy importantes en toda regeneración de una cubierta vegetal.

En las siembras de prateras se debe utilizar una mezcla de varias especies, dadas las ventajas que presentan las variedades poliespecíficas, sobre todo si su destino va a ser la generación de un pastizal.

Todas las operaciones encaminadas a la regeneración de la cubierta vegetal se pueden hacer de forma simultánea y mecanizada, mediante un proceso llamado de hidrosiembra, en el que se utiliza el agua como medio de distribución del mulch, estabilizadores, abonos, semillas y otros productos.

Son varios los métodos de hidrosiembra utilizados en todo el mundo. La diferencia entre los mismos estriba en el tipo y cantidades de materiales a utilizar, siendo necesario ajustarlos a las características que ofrezca la zona, los suelos y el lugar.

Sin embargo, todos los métodos tienen en común el uso de estabilizadores y abonos, variando de una forma importante la naturaleza y el empleo del mulch.

Finalmente los cuadros 15.3, 15.4 y 15.5. recogen las características principales de los árboles, arbustos y subarbustos de mayor frecuencia en nuestro país.

## CAPITULO 16-I

### MOVIMIENTOS DEL TERRENO

#### 16-I.1. INTRODUCCION

Los movimientos del terreno constituyen un riesgo geológico de considerable importancia por su incidencia sobre edificaciones, obras públicas, instalaciones industriales, etc. Algunos estudios recientes (IGME, 1987) han valorado las pérdidas anuales por esta causa en más de 25.000 millones de pesetas, en una hipótesis de riesgo medio.

En muchos casos estos movimientos se deben a la actividad humana, que con sus obras altera el equilibrio natural de las laderas provocando desplazamientos de las mismas más o menos importantes. La magnitud y velocidad de estos desplazamientos es muy variada, con volúmenes entre unos pocos m<sup>3</sup> y varios millones, desplazándose a veces a menos de 1 cm/año y en otros casos a varios metros por segundo.

#### 16-I.2. TIPOLOGIA DE LOS MOVIMIENTOS DEL TERRENO

Existen numerosas clasificaciones de los movimientos del terreno, la mayor parte de las cuales se distinguen por su complejidad, lo cual da idea, por un lado de la gran variedad de movimientos y por otro de la dificultad de su clasificación.

En líneas generales puede hablarse de:

- Deslizamientos
- Desprendimientos
- Flujos y coladas

Estos movimientos afectan tanto a los suelos como a las rocas, si bien el tipo de material condiciona la morfología de movimiento.

En la figura 16-II.2.1. se muestran algunos ejemplos típicos.

Los deslizamientos pueden ser de tipo plano o rotacional. En el primer caso el terreno sufre un

movimiento de traslación sobre una superficie plana sensiblemente paralela a la superficie del terreno. En su desplazamiento el material se desintegra en bloques muchas veces conectados por las raíces de los árboles y la vegetación. Las velocidades de desplazamiento están en el orden del cm/día.

Los deslizamientos rotacionales rompen el terreno según una superficie cóncava hacia arriba. El material girado suele conservar su integridad salvo en la zona del pie, donde suele abrirse con grietas radiales. Las velocidades de desplazamiento son muy variables, desde el cm/año al m/día.

Los flujos o coladas son movimientos de materiales disgregados, generalmente saturados de agua y que se comportan como un fluido viscoso. En el caso de materiales pétreos (aludés de piedras) los materiales descienden a altas velocidades arrastrados por el agua. Las velocidades varían del cm/minuto al m/segundo.

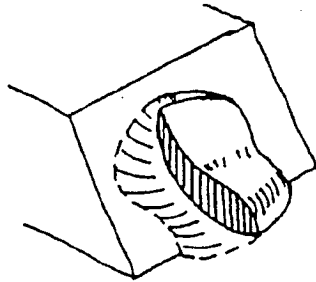
Los desprendimientos son caídas libres de bloques de roca situados en acantilados, cornisas, etc. por pérdida de soporte o adherencia en el macizo rocoso donde están encajados. Las velocidades de caída son de varios metros por segundo.

En el caso de rocas, suelen ser también característicos los movimientos y desprendimientos de varios de los tipos reseñados, lo cual explica la dificultad de su clasificación.

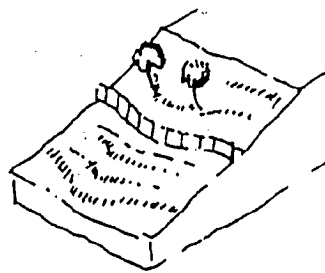
Entre las numerosas clasificaciones existentes, la más ampliamente utilizada es la de Varnes (1978), la cual no repetiremos aquí por ser muy conocida. Se da en cambio en la figura 2.2. una clasificación simplificada a A. García Yagüe (1988).

#### 16-I.3. LOS MOVIMIENTOS DEL TERRENO EN ESPAÑA

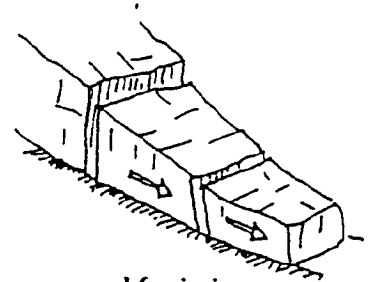
Debido a su relieve montañoso y a la naturaleza del terreno, una gran parte del territorio nacional es proclive a movimientos de diferentes tipos, si bien éstos



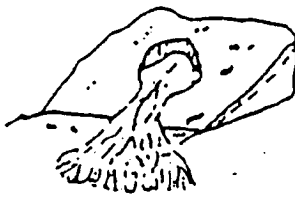
*Deslizamientos  
rotacionales*



*Reptaciones  
o movimientos superficiales  
muy lentos*



*Movimientos  
en bloque*



*Coladas de barro*



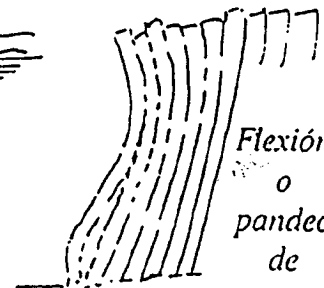
*Avalancha de  
piedras*



*Desprendimientos*



*Deslizamiento de cuñas  
de roca*



*Flexión  
o pando  
de  
estratos*



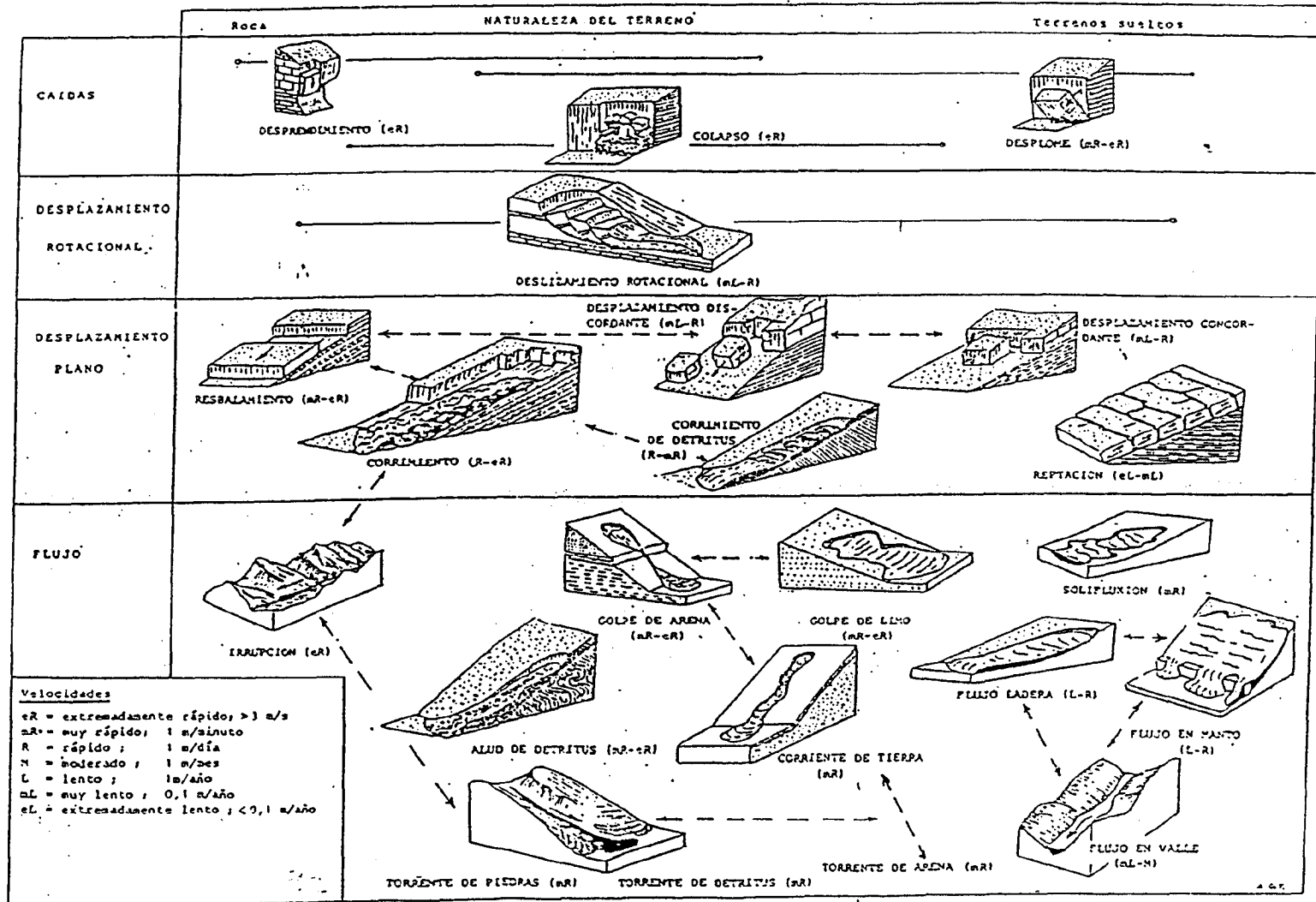


FIG. 2.2.- CLASIFICACION PROPUESTA POR A. GARCIA YAGUE (1988).

se concentran en zonas de desfavorables condiciones climáticas o litológicas. En la fig. 3.1. se muestra una zonificación del territorio nacional según la peligrosidad potencial de los fenómenos de inestabilidad.

#### a) *Desprendimientos de rocas*

La mayor parte de los accidentes mortales registrados se refieren a desprendimientos de roca. Con gran frecuencia un bloque aislado desprendido de un acantilado suele ser la causa de la destrucción de viviendas y servicios. En otros casos una masa importante de roca se desprende de un frente y se desintegra en numerosos bloques y piedras de tamaño medio formando una avalancha de piedras.

El minado o socavación de cantiles rocosos por los ríos o la erosión de capas blandas lleva frecuentemente al desprendimientos de cornisas y al deslizamiento de cuñas.

García Yagüe (1977) cita por ejemplo un desprendimiento ocurrido en Alcalá de Júcar en 1946 con destrucción de numerosas casas y 12 personas muertas.

Los cantiles prominentes son muy sensibles a la acción del viento y del agua, así como a la acción combinada de ambos agentes.

El proceso suele llevar al desprendimiento de cornisas cuando la capa blanda subyacente es erosionada en una profundidad superior a la que puede soportar en ménsula la roca competente  $L_0$ . Esta longitud suele verse reducida por juntas o planos de debilidad o decompresión paralelos al frente del acantilado.

Los valores medidos varían de 0,3 a 0,7  $L_0$  en función de la altura del acantilado y de la historia tectónica del mismo.

La degradación aumenta notablemente por escorrentía superficial de agua cuando no está adecuadamente recogida y fluye sobre el cantil.

Pueden citarse como ejemplos algunos desprendimientos significativos.

El 21 de julio de 1984 una parte importante del promontorio rocoso que domina el pequeño pueblo de Azagra (Navarra) se desprendió, aplastando 72 casas y causando 92 muertos, 32 de ellos niños. Los bloques

rocosos cubrieron los escombros de los edificios no permitiendo el rescate de 60 cadáveres.

Informes locales hablan de 11 muertos por desprendimientos en 1863 y accidentes semejantes el 20 de enero de 1903 (2 muertos) y el 13 de mayo de 1946 (2 niños muertos).

El escarpe tiene unos 75 m de altura y está formado por yesos oligocenos con intercalaciones arcillosas (fig. 3.3). La formación yesífera está fracturada por procesos orogénicos cuaternarios y las juntas se han ido agrandando por infiltración de agua y fenómenos de disolución.

El 18 de mayo de 1981 unos 250 m<sup>3</sup> de material basáltico se desprendieron de un acantilado de 15 m de altura, adyacente a una carretera en la zona urbana del Puerto de la Cruz (Tenerife). Afortunadamente sólo resultó destrozado un automóvil aparcado, sin mayores daños para el tráfico o los edificios próximos. Como consecuencia, se ha construido una carretera de nuevo trazado evitando ese punto conflictivo.

En la península es notable el caso de los desprendimientos del acantilado basáltico de Castellfolit de la Roca (Gerona). En septiembre de 1976 la parte superior del acantilado que formaba una cornisa de 10 m de altura y 3 m de vuelo, se desprendió en una longitud de 50 m, afectando a parte de las edificaciones colocadas encima (fig. 3.4).

El retroceso del acantilado (unos 8 m/100 años) se debe probablemente a la apertura del diaclasado columnar en los basaltos por presiones de hielo o raíces, así como el proceso de meteorización que produce la hidrólisis de los silicatos.

#### b) *Coladas de barro*

Pueden citarse varios ejemplos interesantes de coladas de barro o derrubios, como principalmente en zonas montañosas con alta pluviometría.

Existen datos históricos de una colada de barro en Inza (Navarra) en 1714-15 (Ayala et al. 1987). El movimiento afectó a la montera superficial alterada (arcilla con  $W_L = 60\%$ ,  $IP = 28\%$ ) de unos esquistos cretácicos (flysch negro, saturado por el agua almacenada en una montera caliza, que a su vez también sufrió algún vuelco (fig. 3.5).

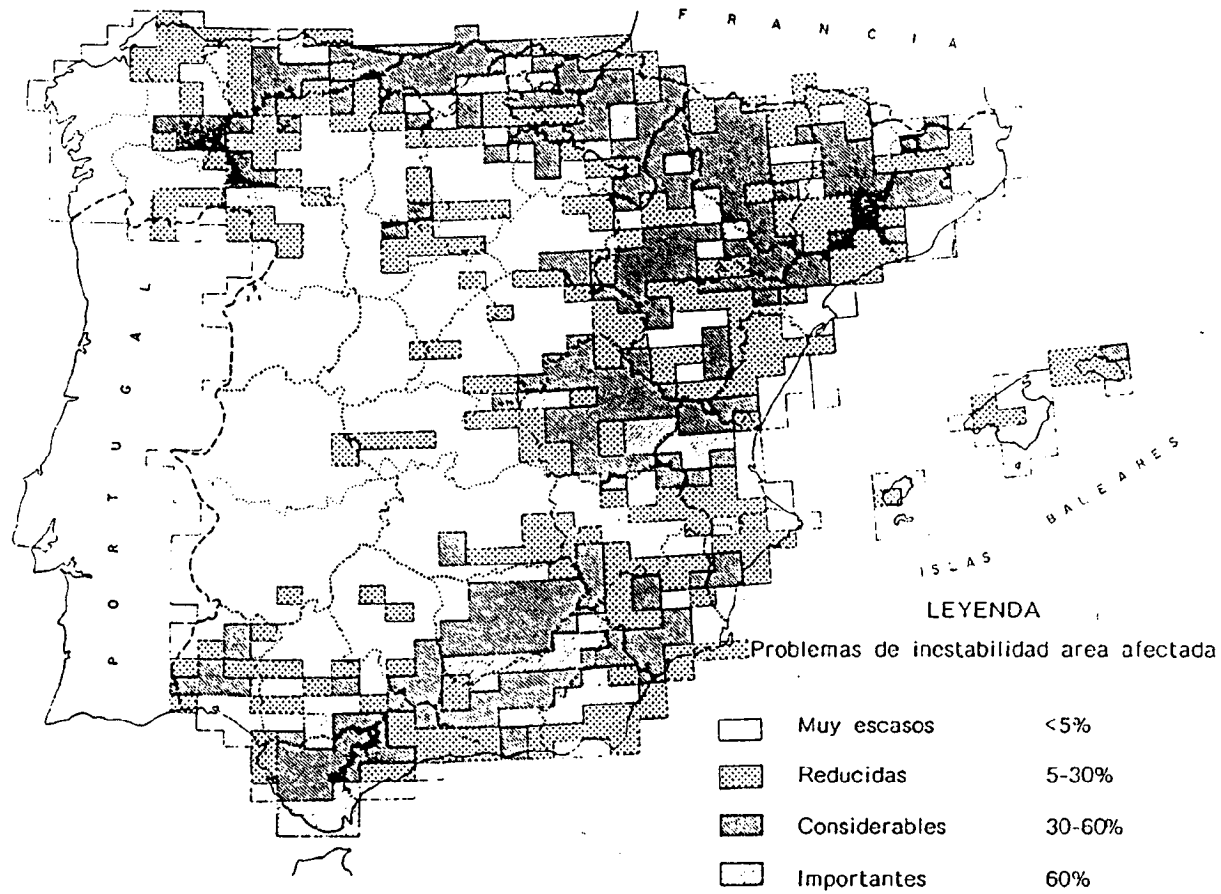


FIG. 3.1.- ZONIFICACION DEL TERRITORIO ESPAÑOL RESPECTO A PROBLEMAS DE ESTABILIDAD.

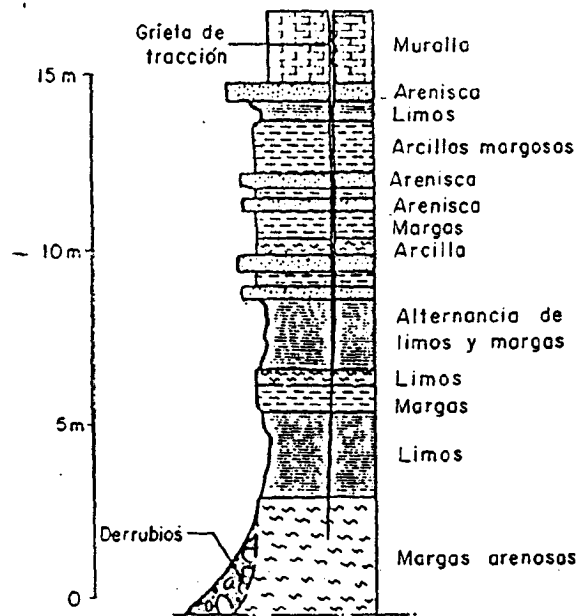


FIG. 3.2.- PERFIL DE EROSIÓN TÍPICO EN EL CANTIL DEL CASTILLO DE FRAGA (HUESCA).

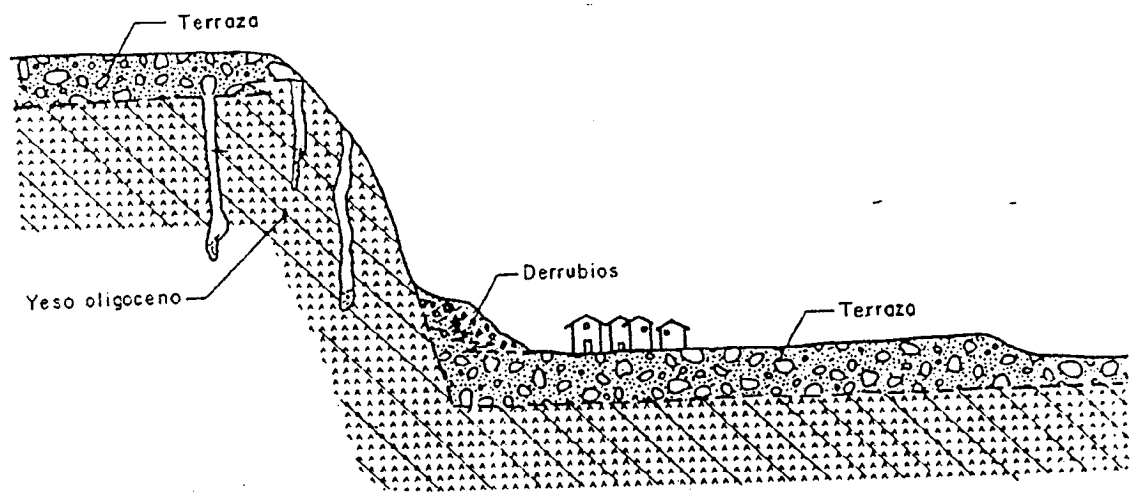


FIG. 3.3.- PERFIL DE LA PEÑA DE AZAGRA (MODIFICADO DE FACI ET. AL. 1988).

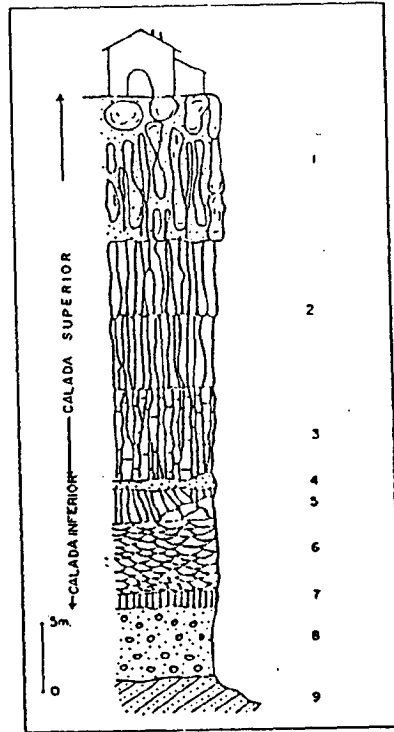


FIG. 3.4.- PERFIL DEL ACANTILADO BASALTICO DE CASTELLFOLLIT DE LA ROCA (Corominas & Alfonso, 1988).

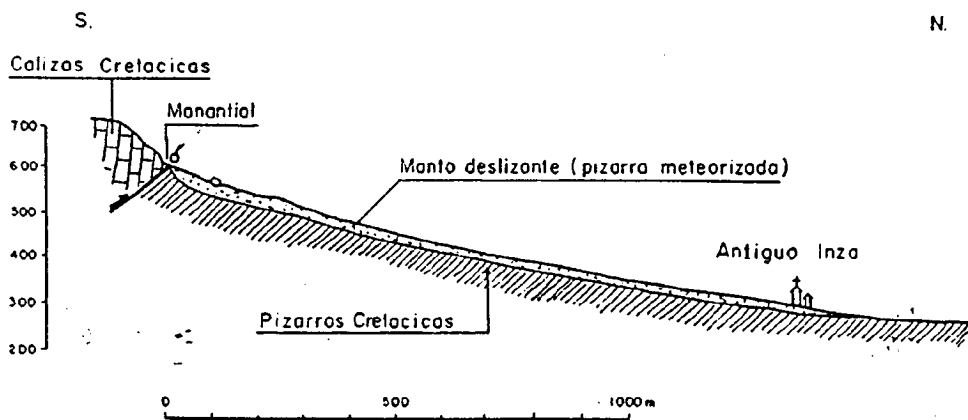
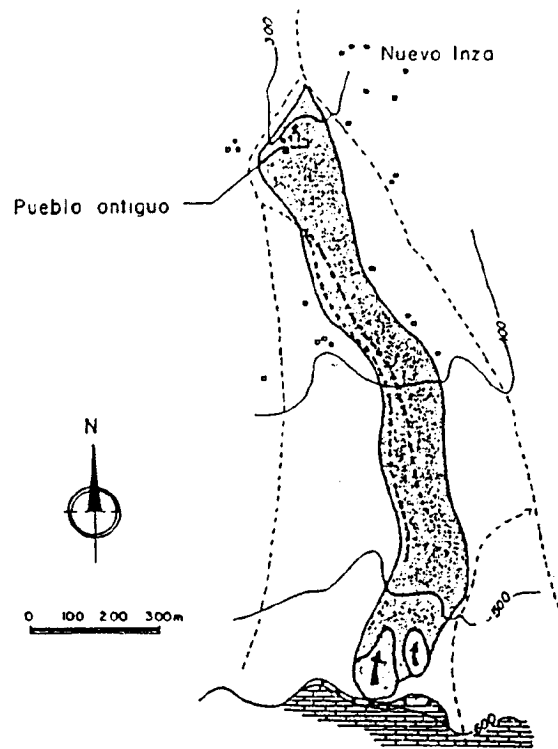


FIG. 3.5.- PLANTA Y PERFIL DEL DESLIZAMIENTO DE INZA (Aya la et. al. 1987).

Quizá el flujo lento más importante observado en tiempos recientes es el que afectó a la CN-321 de Granada a Málaga, en el puerto de Los Alazores.

La carretera sufrió desplazamientos de metros hasta ser finalmente abandonada, buscándose otro trazado.

El volumen estimado es superior a 20 millones de m<sup>3</sup> y las dimensiones en planta de la zona movida superan los 3x4 km<sup>2</sup>.

Otro interesante caso es el de La Coma en los Pirineos, 150 km al norte de Barcelona.

El 8 de noviembre de 1882 una lengua de barro fluyó talud abajo alcanzando velocidades de varias decenas de metros a la hora. —

#### Características del deslizamiento:

Volumen de barro desplazado	230.000 m <sup>3</sup>
Recorrido	820 m
Desnivel entre el origen y el final del movimiento	300 m
Talud medio	21,5°
Talud final	17°
Potencia del flujo	7 m

De especial interés es la colada de barro ocurrida en abril de 1986 en Los Olivares, un pequeño pueblo de la sierra de Granada, situado en las márgenes del río Velillos (fig. 3.7.) (Rodríguez Ortiz, et. al. 1987).

#### Características del deslizamiento:

Talud medio	16% (9°)
Espesor de la lengua	5 a 8 m
Volumen	130.000 m <sup>3</sup>
Ancho en el umbral	60 m
Ancho de la lengua	150 m
Recorrido	380 m

La última colada conocida en España es del 18 de abril de 1988 en el pequeño pueblo de Reinoso (Burgos), donde fluyó una delgada capa (2 m) de margas miocenas sobre un sustrato calcáreo. La pendiente era muy suave (8%) y la masa desplazada de unos 10.000 m<sup>3</sup> en una longitud de 80 m.

Las velocidades máximas fueron de unos 2 m/hora y el deslizamiento estuvo activo durante una 7 horas aproximadamente hasta que fue detenido por una hilera de árboles próxima al pueblo. Las causas deben buscarse en la saturación del talud, bien por una montera de calizas miocenas, o por la rotura de algunas conducciones de agua que atravesaban el área.

#### c) Movimientos rotacionales y complejos

Estos movimientos son los más frecuentes en España, si bien, debido a su lenta velocidad, sus efectos se reducen a daños materiales, aunque éstos pueden alcanzar magnitudes importantes.

Entre los movimientos rotacionales un conocido ejemplo es el del pequeño pueblo de Puigcerdós, situado en una suave cuesta de calizas, lutitas y areniscas.

Varias grietas aparecieron entre mayo de 1857 y agosto de 1863, pero el principal deslizamiento ocurrió en 1881 a raíz de una estación lluviosa.

También a finales del siglo pasado se cita el deslizamiento de Puebla de Arenós en el río Mijares. El deslizamiento se originó en un sustrato de margas de edad aptense con intercalaciones de calizas (fig. 3.10). La superficie del deslizamiento superó las 50 Ha, con un desnivel de 300 m.

Otro ejemplo típico es el deslizamiento del Lebeña en Santander que afecta a la CN-621. El frente del deslizamiento tiene una anchura de 450 m y los movimientos se aprecian 400 m talud arriba (fig. 3.11.). Al pie de la masa desplazada se encuentra el río Deva, parcialmente desplazado por los derrubios.

El origen del deslizamiento parece estar en la base de un grueso banco de calizas carboníferas que sirve de exutorio a las fuertes lluvias de la zona. Las calizas descansan sobre pizarras arcillosas cuya parte superior meteorizada desliza con facilidad, dando lugar a una masa caótica de bolos en una matriz arcillosa, adoptando la forma final de un lento flujo de derrubios.

La presencia de bancos rocosos permeables sobre rocas impermeables blandas es causa frecuente de deslizamientos múltiples imbricados, movilizados por saturación del coluvial superficial. Este es el caso de los deslizamientos de Carmona (Sevilla) (fig. 3.12).

Un número importante de deslizamientos se debe a la socavación por corrientes de agua. Este fenómeno es particularmente intenso en Alcoy (Alicante). La ciudad está rodeada por 3 ríos y descansa sobre margas miocenas con una montera tobácea. Algunos informes indican pérdidas de longitud en ciertas calles de hasta 25 m en un período de 35 años. En la fig. 3.14 se muestran diversos tipos de inestabilidad en el área de Alcoy.

De gran importancia fueron también los daños causados por las crecidas del Segre (Pirineos) en 1982, probablemente correspondientes a un período de retorno de T = 500 años. Las velocidades de avenida



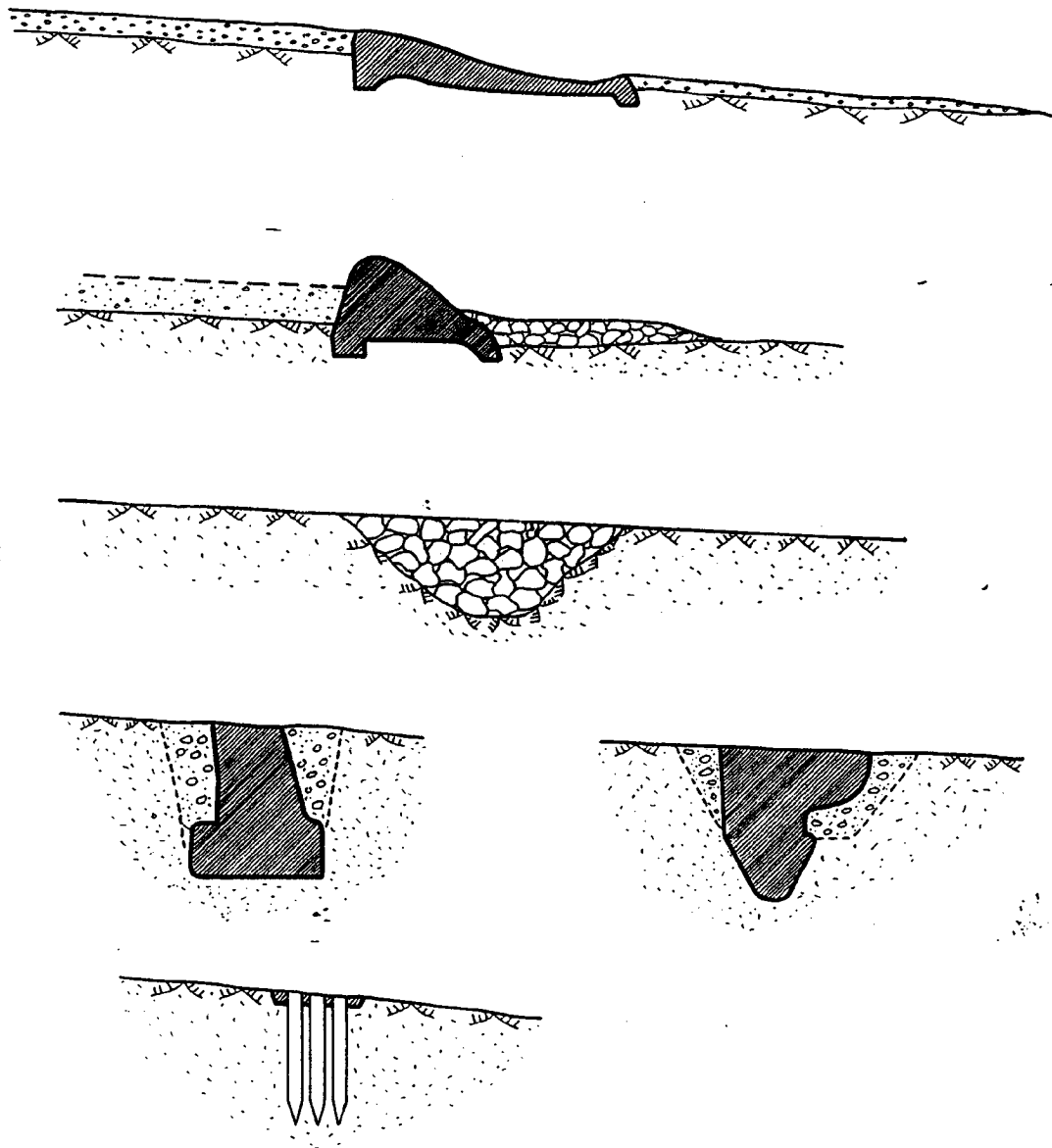


Fig. 16-IV.30.- Diversos tipos de azudes y rastrillos o umbrales. La forma de la sección depende de las condiciones hidráulicas y de la erosionabilidad del fondo del cauce

## CAPITULO 16-V

### RIESGOS ASOCIADOS AL KARST

#### 16-V.1. INTRODUCCION

Globalmente considerado, el medio kárstico constituye, sin embargo, un caso muy peculiar en la problemática de los riesgos geológicos. La peculiar **arquitectura** del karst y la compleja dinámica de los procesos kársticos, unidas a la difícil accesibilidad física y conceptual del medio, condicionan fuertemente la variedad y la especificidad de los riesgos que pueden generarse.

Por **arquitectura** kárstica se entiende aquí el conjunto formado por el macizo rocoso, su morfología superficial, su estructura subterránea y los materiales que son productos y motores de su **dinámica** (sedimentos - **terra rossa** exterior, rellenos detríticos de cuevas y espeleotemas - agua y aire).

Desde esta perspectiva, entendiendo el karst como un sistema (FABIAN, 1983) abierto en continua evolución en el tiempo y en el espacio, con una arquitectura basada en la búsqueda de un equilibrio geomecánico en sentido *lato* y una dinámica cuyo motor es básicamente hidrogeológico, y en el cual se desarrollan complejos procesos de diversa índole (disolución - precipitación, erosión-sedimentación, gravitatorios, etc...), se pueden clasificar los principales riesgos ligados al karst en:

- Riesgos geomecánicos
- Riesgos hidrogeológicos

Además, existen otros riesgos presentes en el medio kárstico de ocurrencia mucho más puntual en el espacio y remota en el tiempo.

Una clasificación de los **riesgos kársticos** puede observarse en la Tabla 1.

#### 16-V.2. RIESGOS GEOMECANICOS

Los riesgos geomecánicos asociados al karst pueden resumirse en:

- Asientos

- Subsidiencias
- Hundimientos

Los **asientos** suelen presentarse en lapiaz cubierto, como respuesta a la presencia de cargas puntuales sobre el terreno. La diferencia de capacidad de carga de los materiales karstificados (calizas, dolomías, yesos ...) y los sedimentos que recubren las irregularidades del lapiaz (normalmente arcillosos o arcillo-limosos), provocan con frecuencia asientos diferenciales en las estructuras que se apoyan en la superficie de terrenos kársticos.

Por **subsistencia** se entiende un descenso lento y paulatino del suelo; el término se aplica básicamente a formaciones blandas. En terrenos kársticos, se producen fenómenos de subsistencia cuando presentan una cobertera relativamente potente del suelo, no aflorando los materiales karstificados (**karsts cubiertos**), o bien en formaciones mixtas lutítico yesíferas o salíferas, fácilmente deformables por su plasticidad.

La subsistencia es una deformación de mayor envergadura que los asientos, y puede presentarse en el fondo de pequeñas dolinas (NICOD, 1985) o en áreas que llegan a alcanzar más de 1 millón de m<sup>2</sup>, los valores de profundidad rara vez son superiores a alguna decena de metros. El mecanismo de subsistencia natural presenta velocidades muy lentas, seculares, si bien puede verse fácilmente acelerado por actuaciones antrópicas.

Un **hundimiento** o **colapso** es un movimiento brusco en la vertical, más o menos puntual, de una porción del terreno. El término "hundimiento" se utiliza tanto para describir el resultado como el **proceso**, si bien es preferible esta última aceptación (MOURET, 1984); a la forma resultante del proceso de hundimiento se le denomina dolina (de hundimiento), o en el sentido más amplio de la terminología anglosajona, **sinkhole**.

En los ámbitos espeleológico y karstológico existen diversas denominaciones (en castellano) para los **sinkholes**, en función de sus dimensiones, morfometría y carácter (vg. dolina, torca, sima,

TABLA 16-V.1.- RIESGOS ASOCIADOS A LA DINAMICA Y MORFOLOGIA KARSTICA

RIESGOS	FACTORES			MATERIALES			MEDIDAS Y ACTUACIONES PREVENTIVAS Y CORRECTIVAS	
	NATURALES	ANTROPICOS	Geomecánicos s.l. Climáticos	CARBONATOS KARST DESNUDO	KARST CUBIERTO	YESOS Y OTRAS SALES		
<b>RIESGOS GEOMECAÑICOS</b>	Generación de nuevas dolinas. Colapso de bóvedas de cavidades. Subsistencia de suelos kársticos (rellenos de lapiaz, fondos de dolinas). Desestabilización de rellenos paleokársticos. Desestabilización de laderas.	Hidrogeológicos Terremotos Compactación, lavianto. Hidrogeológicos Disolución en el pie del talud.	Presas Vibraciones (vialaduras) Regadíos, presas importantes	Escaso Escaso Frecuente Frecuente Muy escaso	Frecuente Frecuente Frecuente Frecuente Muy escaso	Frecuente Frecuente Frecuente Frecuente Escaso	Estudios de fracturación. Métodos geofísicos de detección de cavidades. Espeleología. Sondos. Estudios geotécnicos Geofísica Estudios geotécnicos.	Estudios Geomorfológicos
<b>RIESGOS HIDROGEOLOGICOS</b>	Inundaciones (poljes y valles secos). Fugas en presas Irupciones acuíferas subterráneas (minas, túneles) "Erupciones" de agua y/o aire. Contaminación de acuíferos kársticos. Contaminación "hidroquímica" (manantiales kársticos salinos). Intrusión salina en karst costero.	Funcionamiento característico de los sistemas hidrogeológicos kársticos (gran heterogeneidad, alta transmisividad direccional, rápida respuesta, escaso poder depurador y regulador).	Taponamientos de pozos Reactivación de sistemas Modificaciones de la geometría subterránea Cierre de "vías" naturales. Vertederos, redes de saneamiento... Construcción de embalses en karst salinos. Sobreexplotación.	Escaso Frecuente Frecuente Muy escaso Muy frecuente Frecuente Escaso.	Frecuente Muy escaso Muy escaso Muy escaso Frecuente escaso	Muy escaso Escaso Muy escaso Muy escaso Frecuente escaso	Cartografía geomorfológica Ordenación del territorio. Evitación de zonas muy karstificadas. Detección de cavidades, impermeabilización. Reconocimientos hidrogeológicos previos. Drenaje. Liberación de las "vías" naturales. Perímetros de protección. Controles de calidad. Evitación, Captación y desvío de caudales salinos. Sellado. Explotación adecuada "Presas" subterráneas.	Estudios Hidrogeológicos
<b>OTROS RIESGOS</b>	Generación de terremotos (colapso de bóvedas, cambios hidrogeológicos). Presencia y acumulaciones de gases nocivos en cavidades. Altas concentraciones radioactivas en la atmósfera subterránea.	CO <sub>2</sub> natural. Radón natural	Vibraciones, llenado de embalses. Instalación de vertederos en zonas kársticas.	Muy escaso Muy escaso Escaso	Muy escaso Muy escaso Escaso	Muy escaso Muy escaso Escaso	Estudios sismotectónicos y geomecánicos. Control de vibraciones. Evitación de zonas kársticas. Detención y Control de gases nocivos y niveles de radioactividad	

sumidero, etc...). Las dolins, como forma genérica más representativa del exokarst se han clasificado por su origen, según JENNINGS (1985) en (Figura 1):

- Dolina de colapso (o de hundimiento)
- Dolina de disolución
- Dolina de subsidencia
- Dolina de colapso por karst subyacente (o criptodolinas de otros autores)
- Dolina aluvial

A efectos geomecánicos existen dos tipos básicos de dolinas:

- \* las generadas por hundimiento de una cavidad subyacente.
- \* las formadas por pérdida gradual de los materiales que las conforman.

Las primeras responden al mecanismo de colapso; las segundas a procesos mixtos de disolución y subsidencia.

Es evidente que estos tipos básicos se corresponden con momentos puntuales en el tiempo durante la evolución de una dolina; ésta puede pasar por diversas etapas de subsidencia, colapso, etc..., en

función de la interacción de los procesos superficiales (precipitaciones, erosión, aportes de sedimentos, etc.) y subterráneos (cambios hidrogeológicos, modificaciones en la geometría de la red kárstica, etc...).

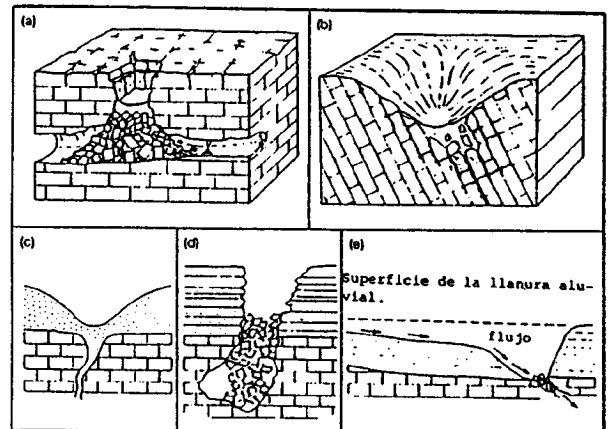


Fig. 16-V.1.- Principales tipos de dolinas: a) Dolina de Colapso, b) Dolina de disolución, c) Dolina de subsidencia, d) Dolina de colapso por karst subyacente ("criptodolinas", e) Dolina aluvial. (Según JENNINGS, 1985).

El origen común de las dolinas de hundimiento se encuentra en el fallo estructural de la bóveda de un vacío subterráneo, éste puede estar localizado en la propia cobertera de los karsts cubiertos (donde los procesos de piping son dominantes), en el contacto suelo-karst (con procesos tipo succión), o en verdaderas cavidades kársticas subsuperficiales, tanto en karsts cubiertos como desnudos.

Las dimensiones que pueden alcanzar las dolinas son muy variables. Generalmente, oscilan entre el orden métrico y el hectométrico (en diámetros) y con profundidades del mismo rango, si bien en cada dolina particular la profundidad suele ser menor que el diámetro; el caso contrario sucede en las simas o cavidades con tendencia vertical predominante, donde la profundidad es mucho mayor que el diámetro de la abertura superficial.

Se han establecido en diversas regiones del mundo relaciones entre el número de dolinas existentes en un territorio kárstico y la profundidad de las mismas (figura 2) llegándose a fórmulas del tipo  $n = N_0 \cdot e^{-Kd}$  (TROESTER and WHITE & WHITE, 1984), donde "N<sub>0</sub>" y "K" son constantes para cada región, "n" es el número de dolinas de una profundidad determinada y "d" la profundidad en metros. Las rectas así definidas se agrupan en haces correspondientes a regiones climáticas distintas (templada, con dolinas de profundidades menores de 50 metros, y tropicales, con profundidades mayores) (Fig. 3).

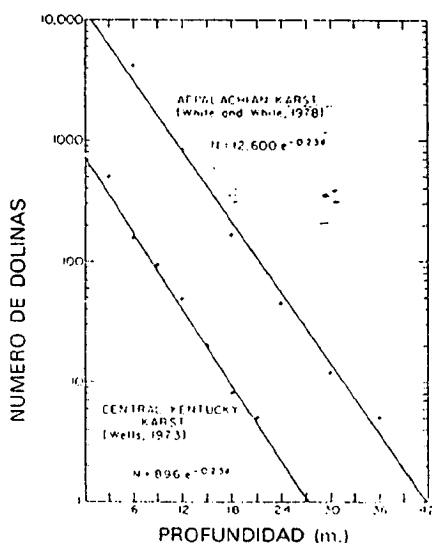


Fig. 16-V.2.- Relación entre número y profundidad de dolinas (según TROESTER and WHITE & WHITE, 1984)

La velocidad de generación de dolinas de hundimiento es muy rápida. El colapso puede ser monofásico o polifásico, pero generalmente el tiempo que transcurre desde los primeros indicios de inestabilidad (grietas, pequeñas deformaciones del suelo; a veces ruidos) rara vez es superior a algunas horas y con frecuencia, es mucho menor. Son raras las ocasiones en que el hundimiento se detecta con algunos días de antelación.

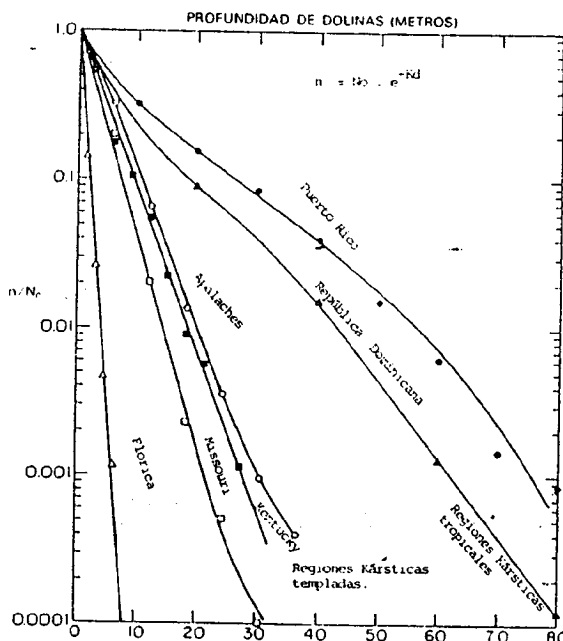


Fig. 16-V.3.- Relación entre profundidad de dolinas y  $n/N_0$  ( $n$ =número de sinkholes de una determinada profundidad;  $N_0$  y  $K$  = constantes para cada región; (Según TROESTER and WHITE & WHITE, 1984).

En cuanto al número de hundimientos por unidad de tiempo, es difícil hacer estimaciones si bien pueden establecerse comparaciones. Este valor es muy elevado en karsts salinos y yesíferos, y mucho menor en carbonatados. Entre estos últimos, los hundimientos son más numerosos en los karsts cubiertos que en los desnudos; además el ritmo de generación de dolinas aumenta con el fenómeno de antropización del karst, frente a las condiciones naturales.

De cualquier modo, los hundimientos constituyen el riesgo geológico asociado al karst más importante y frecuente. Las consecuencias en los casos de afección a viviendas, vías de comunicación, obras públicas u otras estructuras son catastróficas.

## 16-V/4 RIESGOS ASOCIADOS AL KARST

### 16-V.2.1. Factores y causas que condicionan los riesgos geomecánicos

La subsidencia y los hundimientos kársticos están determinados por múltiples factores de naturaleza muy diversa; los principales pueden agruparse en:

- Factores Litológicos
- Factores Estructurales
- Factores Hidrogeológicos y Climáticos
- Factores Geomecánicos s.s.
- Factores Sismotectónicos
- Factores Antrópicos

Entre los factores litológicos cabe destacar la clara diferencia de comportamiento entre los karsts en materiales yesíferos y salíferos y los carbonatados. La extraordinaria diferencia de las solubilidades respectivas (hasta cientos de gr/litro para la sal, en torno a 2 gr/litro el yeso, frente a algunos centenares de mgr/litro de las calizas y dolomías) condiciona la velocidad de disolución y en consecuencia la karstificación del macizo rocoso. Los karsts yesíferos y salinos evolucionan detectablemente a escala temporal humana. En pocos años una red kárstica puede variar considerablemente de tamaño y morfología, y repercutir por tanto en la frecuencia de formación de hundimientos. Los principales karsts yesíferos españoles conservan cavidades de edad Holocena, mientras que en karsts carbonatados son frecuentes cavidades fechadas en el Pleistoceno e incluso Pliocenas.

Los factores estructurales condicionan frecuentemente el lugar de aparición de las dolinas. La densidad de diaclasado (número de diaclasas por unidad de superficie) es directamente proporcional a la densidad de dolinización; las dolinas suelen originarse en las intersecciones de diaclasas de familias distintas, o sobre diaclasas principales (Fig. 4).

El buzamiento es también otro factor importante: la densidad de dolinas es mucho mayor en áreas con buzamientos bajos ( $< 15^\circ$ ); en el extremo contrario, también aumenta el número de depresiones en series subverticales, si el área kárstica aflorante es lo suficientemente extensa.

Los factores climáticos e hidrogeológicos suelen estar muy relacionados. Constituyen en la mayoría de los casos las causas desencadenantes de los hundimientos y en muchas ocasiones de subsidencias.

Las regiones climáticas más favorables a los hundimientos kársticos son las tropicales húmedas, con intensidades de lluvia muy altas y tasas de disolución elevadas.

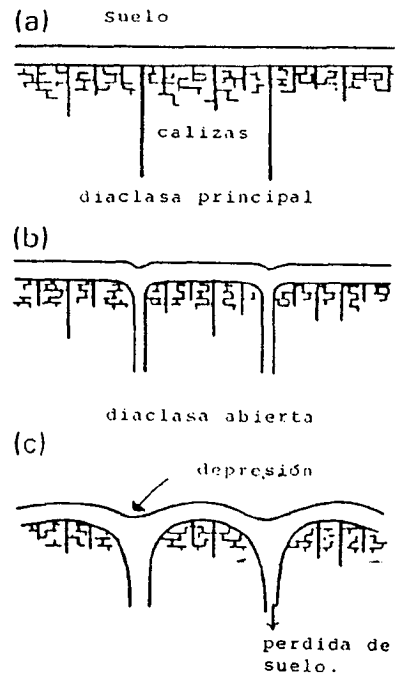


Fig. 16-V.4.- Formación de depresiones sobre diaclasas principales. (El espaciado entre diaclasas principales puede oscilar entre el orden métrico y el kilométrico. (Según TRUGDILL, 1985).

También las regiones subárticas -y probablemente las de alta montaña en regiones templadas- son propensas a los hundimientos.

En las regiones templadas, los hundimientos están asociados temporalmente a épocas de sequías prolongadas o de lluvias muy intensas; en términos hidrogeológicos, las oscilaciones amplias y/o rápidas del nivel freático suelen desencadenar reajustes geomecánicos, sobre todo en karsts cubiertos, explicables por procesos de succión o por simple pérdida del empuje de Arquímedes (Fig. 5).

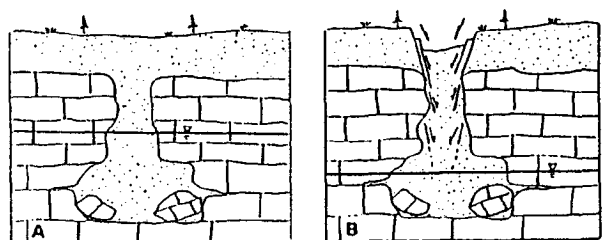


Fig. 16-V.5.- Subsidencia debido a la compactación del relleno arcilloso de una cavidad. A. Nivel freático original. B. Descenso del nivel freático y compactación de la tierra y el material de relleno. (Según RAHN, 1986)

La sobreexplotación de los acuíferos kársticos (HALL y METCALFE, 1984; LAURENT, 1985; VEGTER, 1987) y el drenaje de minas a cielo abierto o subterráneas en materiales karstificados (CARULLA et al., 1986, CHANG CHI, 1985, farkas, 1985, grzegorz and JAN, 1985; GOTZ, 1986) son dos de las principales causas de aparición súbita de hundimientos.

En cuanto a la naturaleza geomecánica de los materiales, es diferenciable el comportamiento del macizo rocoso (y a su vez que sea este carbonatado, yesífero o salino) (ver BELL, 1981; DEARMAN, 1981; DEARMAN and COFFEY, 1981) y el de los materiales de relleno de las paleoformas (cavidades, dolinas, chimeneas, etc...). En el primer caso, las rocas carbonatadas son mucho más resistentes y con mayor capacidad portante que los yesos y las sales, éstos, además de poseer características geotécnicas menos resistentes, presentan comportamientos plásticos y halocinéticos.

Es significativo el hecho de que no se conozcan cavidades en yeso o sal por debajo de los 200 metros de profundidad, mientras que se supera el kilómetro en las cavidades abiertas en carbonatos. La estabilidad de las cavidades carbonatadas es claramente mayor.

Las propiedades geotécnicas de los rellenos y suelos kársticos son del mayor interés a efectos geomecánicos. En la mayor parte de las cavidades rellenas, los materiales del relleno son arcillas y/o brechas con matriz arcillosa. Las arcillas están compuestas básicamente de illitas, algo de caolinita y/o clorita y, en muy pequeña proporción montmorillonita (ERASO, 1986). El comportamiento geomecánico es función de la composición mineralógica y textural del suelo y de su contenido en agua. ERASO (1986) relaciona la resistencia al corte de las arcillas kársticas con su índice de plasticidad. (Fig. 6).

En el caso de paleochimeneas, suelen estar rellenas de cantos angulosos (provenientes de la fragmentación de la misma roca), empastados en la matriz arcillosa y/o limosa, cuya abundancia relativa y características condicionan el comportamiento del conjunto.

En los suelos de los karsts cubiertos es destacable el importante papel que pueden jugar los procesos de piping o erosión subsuperficial en pequeños conductos en materiales teóricamente impermeables, que minan el suelo o el relleno, restando resistencia al conjunto.

Los factores sismotectónicos juegan un papel discutido. Algunos autores consideran que los sismos afectan poco a la estabilidad de las cavidades kársticas,

y no los consideran entre los factores potencialmente generadores de dolinas. Para otros, sin embargo, poseen una función primordial. Las regiones sismotectónicamente activas son, en cualquier caso, claramente más inestables. La relación Karst-terremotos será discutida más adelante.

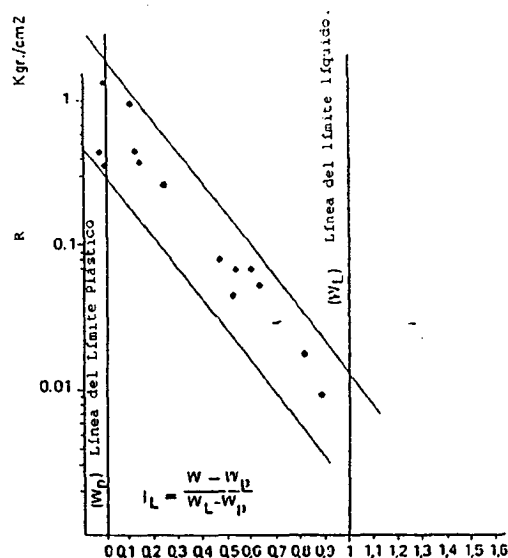


Fig. 16-V.6.- Relación entre resistencia al corte (R) y el índice de fluidez (IL) en arcillas de relleno de cavidades kársticas. (ERASO, 1986).

Por último, los factores antrópicos, éstos, en sentido amplio, constituyen los principales causantes de los riesgos kársticos; algunos de los más importantes han sido citados ya entre los factores hidrogeológicos. Habría que añadir aquí las vibraciones producidas por voladuras, la deforestación de regiones kársticas, la obstrucción y relleno de dolinas para fines agrícolas y su posterior desestabilización, la puesta en regadío de Karsts cubiertos, etc.

#### 16-V.2.2. Mecanismos de generación de subsidencia y hundimiento

Los mecanismos mediante los cuales se generan movimientos verticales en el Karst son variados, en función de los factores citados y de otros como la profundidad a la que se encuentran las cavidades, la permeabilidad a gran escala del material, etc.

En relación con la permeabilidad de fractura, VENI (1987) destaca la importancia de ésta en el desarrollo de cavidades y dolinas, sugiriendo la generación de dolinas se subsidencia y disolución en el

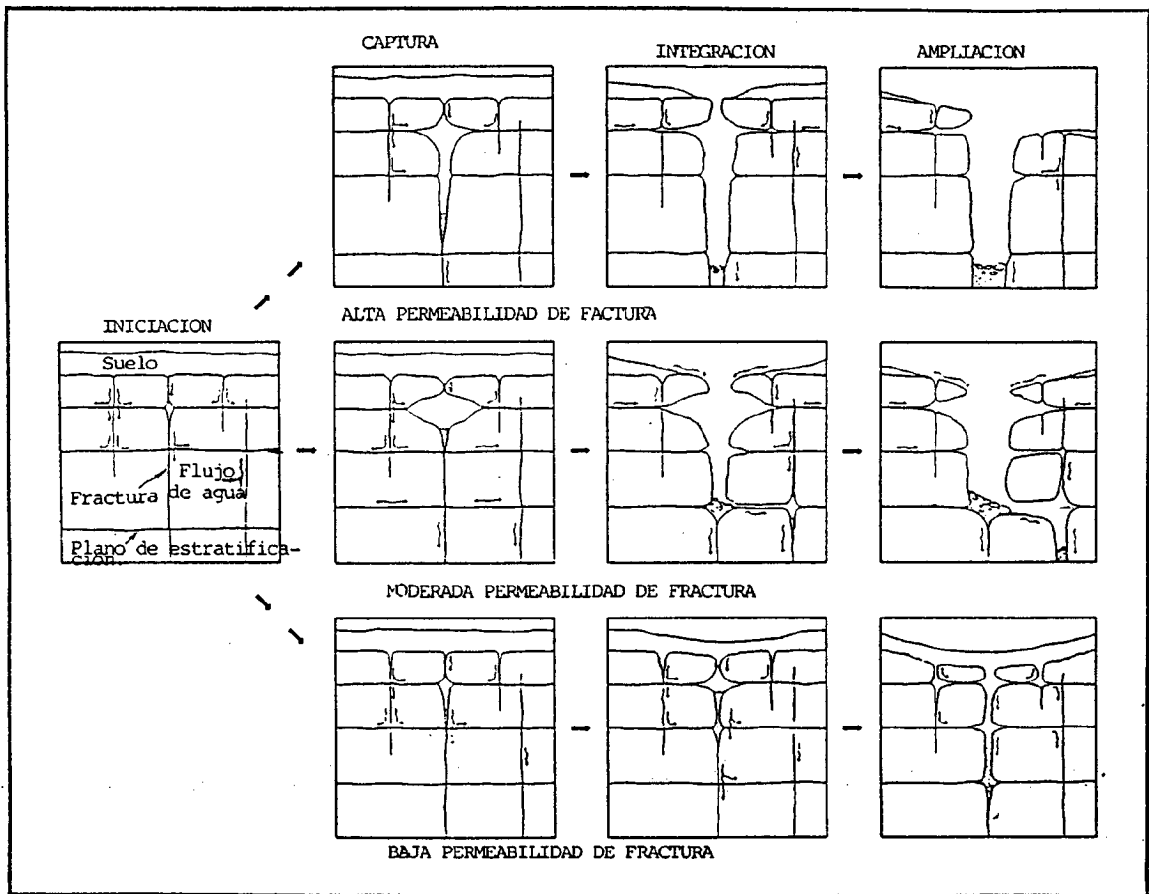


Fig. 16-V.7.- Fases en el desarrollo de cavidades y dolinas en función de la permeabilidad de fractura (Según VENI, 1987)

caso de "baja permeabilidad de fractura" y de dolinas de hundimiento en el de "alta permeabilidad de fractura" (Fig. 7).

Las trayectorias de los esfuerzos en cavidades profundas, sometidas a alta presión litostática son diferentes a las de cavidades someras, superficiales; las formas del equilibrio y los mecanismos de evolución son también distintos (Fig. 8).

En el caso de cavidades profundas (hasta cientos de metros), el colapso de la bóveda deja descomprimida la zona superior de la campana generada, generándose progresivamente una columna brechificada que puede alcanzar la superficie (BULL, 1977). La base de estas chimeneas es particularmente inestable, pudiendo ser desestabilizado el relleno bréichico en cualquier momento, con algo riesgo de hundimiento (Fig. 9).

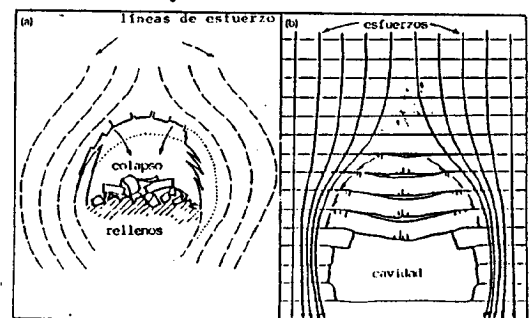
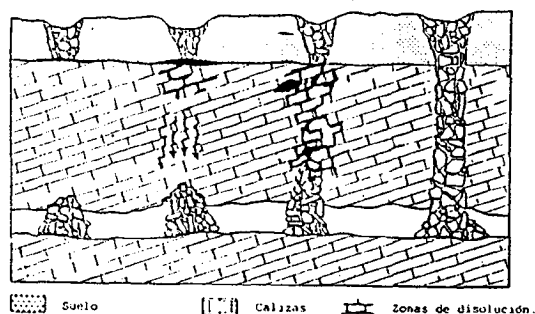


Fig. 16-V.8.- Comportamiento geomecánico del esfuerzo en secciones de cavidades kársticas. A. Bajo alta presión litostática en profundidad, según TRIMMEL (1968) y BÖGLI (1978). B. En una cavidad superficial, según DAVIES (1951). (En JENNINGS, 1985).

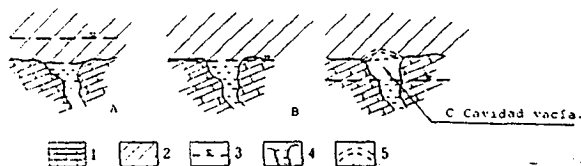
En las cavidades superficiales las circunstancias pueden ser más diversas, presentándose

los siguientes mecanismos:

- colapso con rotura directa de la bóveda de una cavidad cercana a la superficie de karst y apertura de una dolina
- brechificación por colapso de una cavidad y autorelleno, generando subsidencia en la superficie
- **piping**, con aumento importante de la permeabilidad en los suelos de los karsts cubiertos
- succión por vacío (DAOXIAN, 1987), con generación de tensiones importantes en la cubierta impermeable de una cavidad por depresión del nivel freático (Fig. 10).



**Fig. 16-V.9.-** Relación de los sistemas kársticos subterráneos con las depresiones superficiales (Según BULL, 1977)



**Fig. 16-V.10.-** Proceso de succión por vacío. 1. Caliza; 2. Cubierta impermeable; 3. Nivel freático; 4. Agua relleno una cavidad; 5. Zona de succión (Según DAOXIAN, 1987).

En yesos y sales, además de los mecanismos descritos, pueden presentarse movimientos debidos a halocinesis y diapirismo; también son frecuentes los cambios de volumen por transformaciones mineralógicas (yeso-anhidrita). La evolución de situaciones estables a inestables puede ser extremadamente rápida y poco previsible.

También en otros materiales pseudokársticos se producen hundimientos. Se han citado "dolinas" en las litologías más diversas: coladas lávicas recientes (por colapso de tramos de tubos de lava, dando lugar a

jameos), materiales de piedemont, arcillas, areniscas, conglomerados, etc. (CRUZ SAN JULIAN, 1977; MORENO y PULIDO, 1982). Incluso, en regiones tropicales, en rocas ígneas cuarcíticas y en peridotitas. Sin embargo, los mecanismos de generación de estos hundimientos suelen estar alejados de los procesos kársticos en sentido estricto.

#### 16-V.2.4. Evaluación de riesgos geomecánicos en el Karst. Predicción, prevención y corrección.

Si bien en una primera aproximación los riesgos geomecánicos ligados al Karst no parecen tener una incidencia generalizada importante, es preciso destacar que esto se debe exclusivamente a la escasa densidad de urbanización y población que soportan los territorios kársticos. Cuando un terreno kárstico recibe una notable carga urbanística (como sucede en ciertos estados de EE.UU. o en grandes ciudades como París) se multiplican los problemas y riesgos relacionados con la morfología y la dinámica kárstica.

Bien es cierto, además, como destaca MOURET (1984) que cada vez son más las urbanizaciones (segundas residencias) situadas en formaciones karstificadas.

Por otro lado, no hay que olvidar la gran extensión de los terrenos kársticos a escala mundial y su frecuente interferencia con infraestructuras lineales de todo tipo (carretera, ferrocarriles, oleoductos y gasoductos, etc...) (CHAOPU, 1981; FRAMBROUGH and DILDINE, 1984).

Los métodos de predicción de hundimientos alcanzan solamente a "situarlos" en el espacio, y ni aún esto en muchas ocasiones es posible. Sólo en ciertos casos particulares se pueden hacer consideraciones temporales, como se ha visto en el método de análisis anteriormente expuesto.

La cartografía geomorfológica del Karst es el método más inmediato de trabajo en la zonificación de riesgos en él (Figura 12).

La cartografía de las dolinas ya existentes permite inferir las condiciones de ocurrencia de los hundimientos (lineaciones estructurales, causas litoestratigráficas, morfológicas, etc...) y determinar posteriormente las zonas de máximo riesgo. La exploración espeleológica de las cavidades conocidas, su estudio y topografía detallados acotará aún más la caracterización de la arquitectura del macizo kárstico.

Un aspecto de particular importancia lo constituyen las técnicas geofísicas de detección de



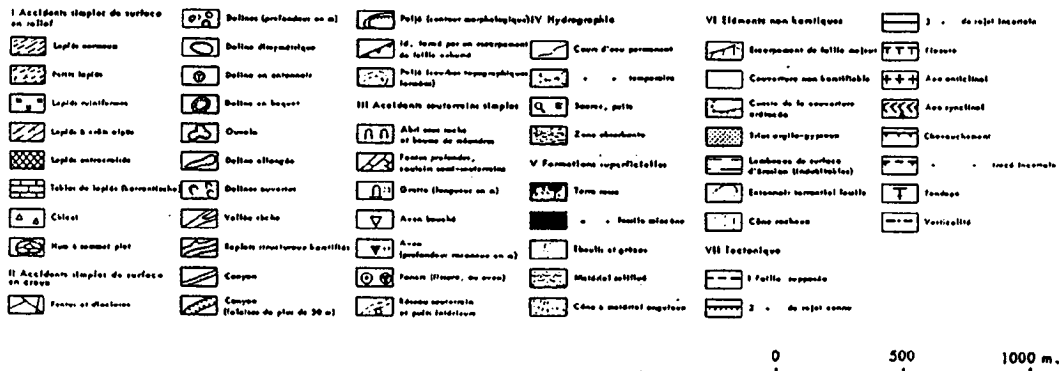
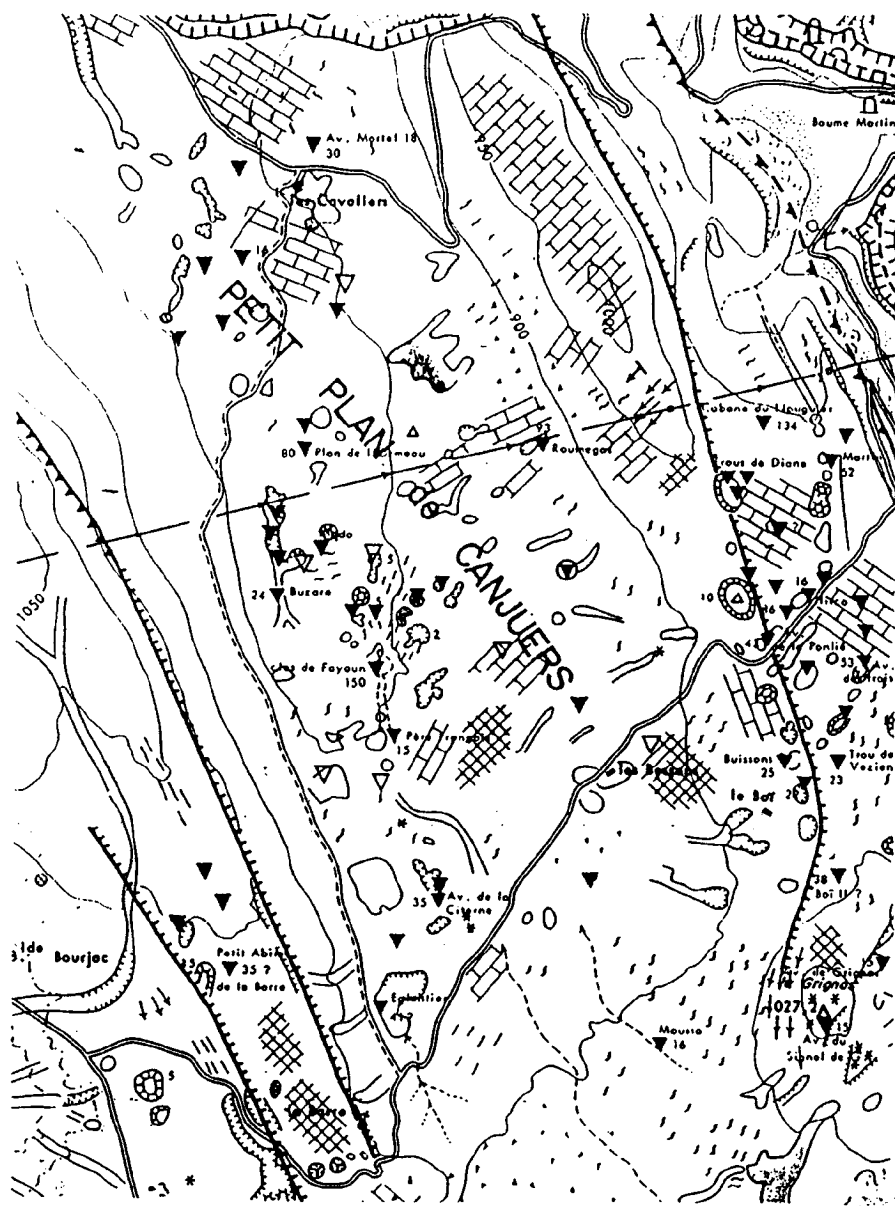
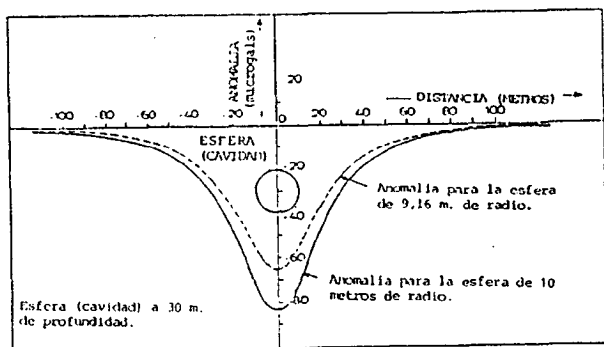
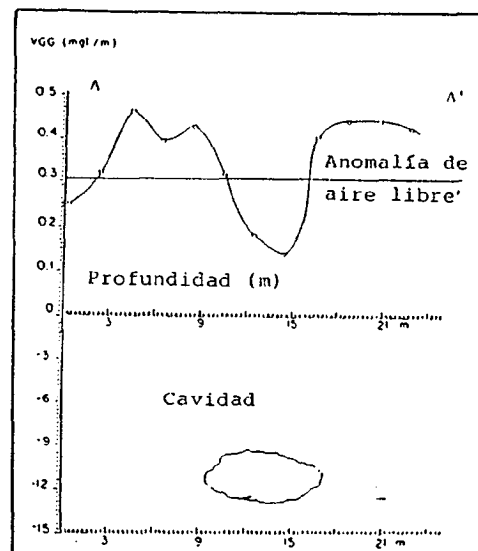


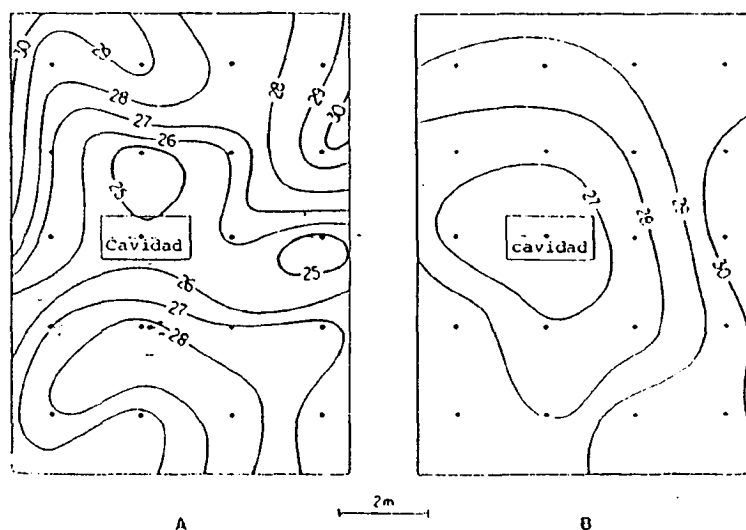
Fig. 16-V.12.- Mapa geomorfológico de fenómenos kársticos francés (Según NICOD, 1967)



**Fig. 16-V.13.-** Anomalia microgravimétrica generada por la existencia de una cavidad en el subsuelo (Según COYETTE et al, 1985)



**Fig. 16-V.15.-** Anomalia del gradiente vertical de gravedad (VGG) en un perfil que atraviesa una cavidad (caso real) (Según SMITH and SMITH, 1987)



Medidas realizadas por un observador no experimentado.

Medidas realizadas por un observador experimentado.

**Fig. 16-V.14.-** Relatividad del método de detección de cavidades mediante microgravimetría (Según NEUMANN, 1973)

## 16-V/10 RIESGOS ASOCIADOS AL KARST

cavidades. Son numerosos los métodos empleados desde hace varias décadas hasta la actualidad, y la bibliografía es a este respecto muy extensa, (ARANDELOVIC, 1984; BERLASO et al., 1985; COYETTE et al. 1985; DUPIS, 1977; FRAPPA et al. 1977; GABILLARD et DUBUS, 1977; GABILLARD et al. 1977; MONJOSE et al. 1985; NEUMANN, 1973; SMITH and SMITH, 1987; STANGLAND and KUO, 1987).

Se han utilizado métodos microgravimétricos, eléctricos, sísmicos, radar, etc.

La microgravimetría es considerada por muchos como la técnica más eficiente para la detección de vacíos a poca profundidad (del orden del diámetro de la cavidad); utiliza par ello la anomalía de gravedad (en microgales) generada por el "defecto" de masa en la vertical de la cavidad (Fig. 13). Es destacable la relatividad de la aplicación práctica de la microgravimetría, como muestra claramente NEUMANN (1973) (Fig. 14).

Recientemente, se han realizado experiencias exitosas utilizando el análisis del gradiente vertical de gravedad (SMITH and SMITH, 1987) (Fig. 15).

Las técnicas de radar se perfilan también últimamente como muy útiles en la detección de cavidades, paleohundimientos, piping y otros fenómenos, bajo cobertera potente de suelo (Fig. 16).

En la mayoría de los casos, la geofísica ha de apoyarse en un posterior reconocimiento mediante sondeos que confirmen la existencia de los vacíos; si es necesario, es posible introducir sensores diversos (cámaras de TV, vídeo, radar, etc.) para la visualización y reconocimiento directos del interior de las cavidades.

Un aspecto remarcable de la geofísica aplicada a la detección de cavidades es su alto coste. Los condicionantes de escala (mallas de medida muy cerradas) y precisión con que se trabaja encarecen sensiblemente la utilización de estos métodos, por lo que sólo se aplican puntualmente.

Por otro lado, los estudios hidrodinámicos son particularmente interesantes en el caso de actuaciones antrópicas. El drenaje de minas en materiales acuíferos kársticos o la sobreexplotación de sondeos llevan aparejados sorpresas si previamente no se han realizado los estudios oportunos.

Se ha llegado a citar casos de aparición súbita de 100 dolinas en 26 Km<sup>2</sup> al deprimir el nivel freático para hacer viable una explotación minera.

La hidroquímica puede, en ocasiones, dar la clave de ciertos hundimientos ligados a procesos kársticos, sobre todo en formaciones yesíferas y salinas. Un incremento inhabitual en la salinidad de las surgencias kársticas suele ir acompañado de cambios de la morfología subterránea y/o superficial.

DURAN y del VAL (1984 b) citan un caso complejo de hundimiento y deslizamiento en materiales arcillo-salíferos triásicos en Santà Cruz de Moya (Cuenca), tras un aumento brusco del contenido de cloruro y sodio del agua surgente, debido a la disolución de un paquete salífero, que provocó un vacío y el posterior colapso, con formación de una espectacular dolina.

La hidrogeología también puede ser útil para la predicción temporal, pues es en las épocas de oscilación fuerte del nivel freático (grandes lluvias o intensas sequías), cuando se producen mayoritariamente los hundimientos.

Los métodos estructurales de defensa frente a los riesgos geomecánicos son escasos y sólo realizables con frecuencia a posteriori de producirse las inestabilidades.

En el Karst siempre es preferible prevenir y evitar que corregir. Por ello, la prevención de riesgos geomecánicos kársticos debe hacerse dentro y desde la perspectiva global e integrada de la cartografía de riesgos, orientada a la ordenación del territorio.

Un ejemplo de este tipo de cartografías puede observarse en la realizada en la ciudad de París, frente al riesgo de hundimiento por disolución de las formaciones yesíferas del Luteciense. (POUPELLOZ et TOULLEMONT, 1981) (Fig. 17).

En los casos puntualmente necesarios, tras la detección de cavidades (o tras la producción del hundimiento) pueden tomarse medidas correctivas. Estas abarcan desde el relleno de la cavidad o dolina o su puentado hasta la adecuación del diseño constructivo de la estructura particular a la morfología y características geomecánicas de los materiales karstificados, que siempre exigirán una importante investigación.

### 16-V.3. RIESGOS HIDROGEOLOGICOS

Desde el punto de vista hidrogeológico el Karst presenta menos riesgos naturales que geomecánicamente considerado, si bien como ya se ha comentado las causas básicas de los hundimientos suelen ser de tipo hidrogeológico.

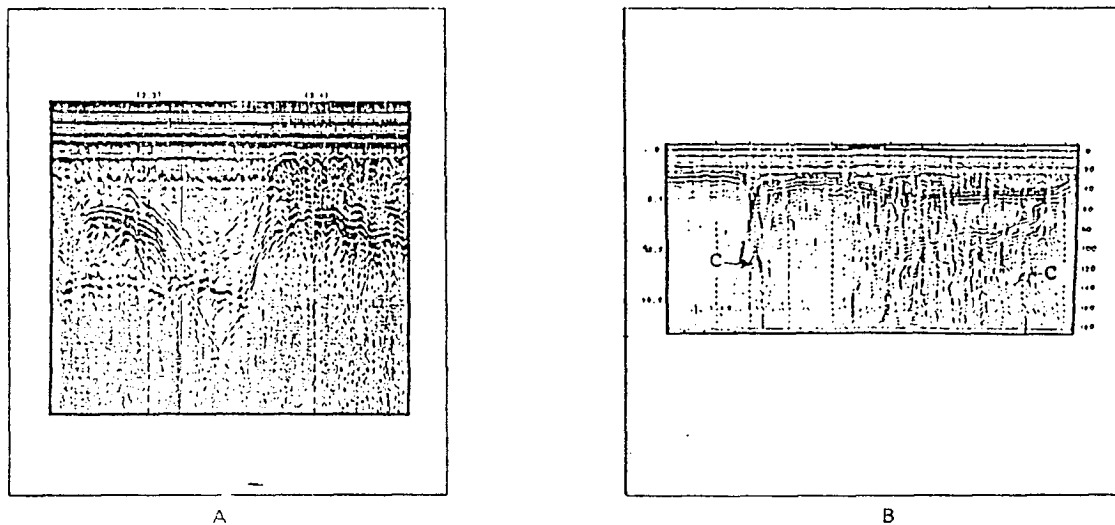


Fig. 16-V.16.- A. Perfil GPR mostrando un Paleo hundimiento. B. Perfil GPR, mostrando capas deprimidas y cavidades. C (Según STANGLAND, adn KUO, 1987)

Como riesgos naturales, han de apuntarse los siguientes:

- Inundaciones en poljes y reactivación de valles secos.
- Explosiones o erupciones de agua y/o aire.

Sin embargo, cuando la actividad antrópica se superpone a la dinámica hidrogeológica del Karst, los riesgos inducidos aumentan, llegando a ser económicamente muy importantes. Pueden citarse:

- Golpes de agua en minas a cielo abierto o subterráneas.
- Fugas en presas localizadas en terrenos kársticos.
- Contaminación de acuíferos.
- Procesos de intrusión marina.

**Inundaciones en poljes.** Los poljes son depresiones endorreicas de extensión kilométrica, y origen estructural, localizadas en territorios kársticos (normalmente calizas y dolomías, rara vez en yesos).

Su morfología, de fondo plano, permite la fácil inundación en períodos de precipitaciones intensas. Curiosamente, los poljes no se inundan sin embargo con el agua directamente aportada por las lluvias, sino con la procedente del acuífero kárstico que habitualmente alimenta. La inundación se produce pues de **abajo hacia arriba**: los ponors o simas que actúan de desagües de los poljes pasan a funcionar como surgencias, inundando el fondo de estos. En ciertos poljes, el nivel de inundación máxima histórica es conocido, por lo cual la

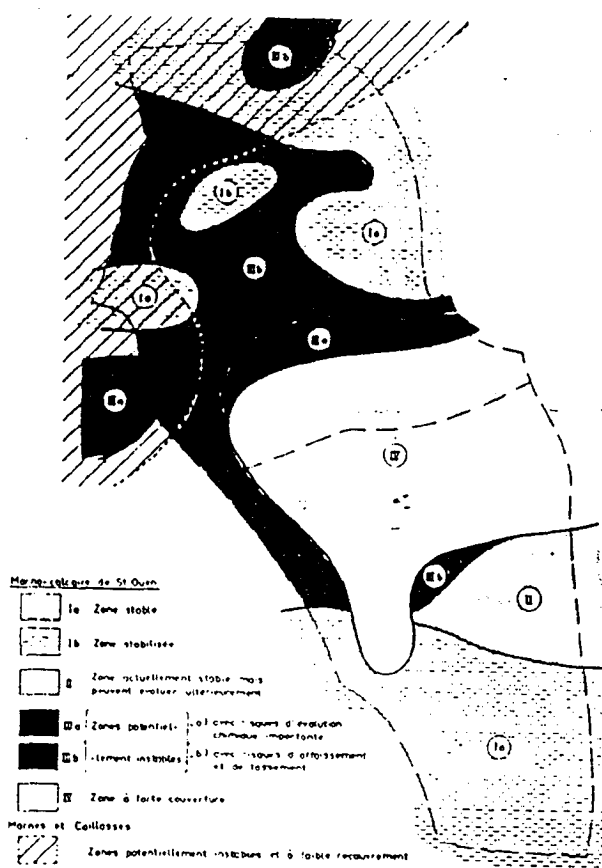
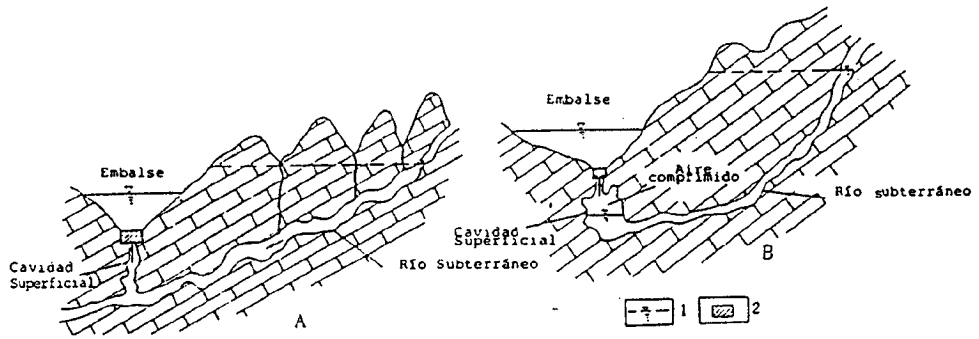
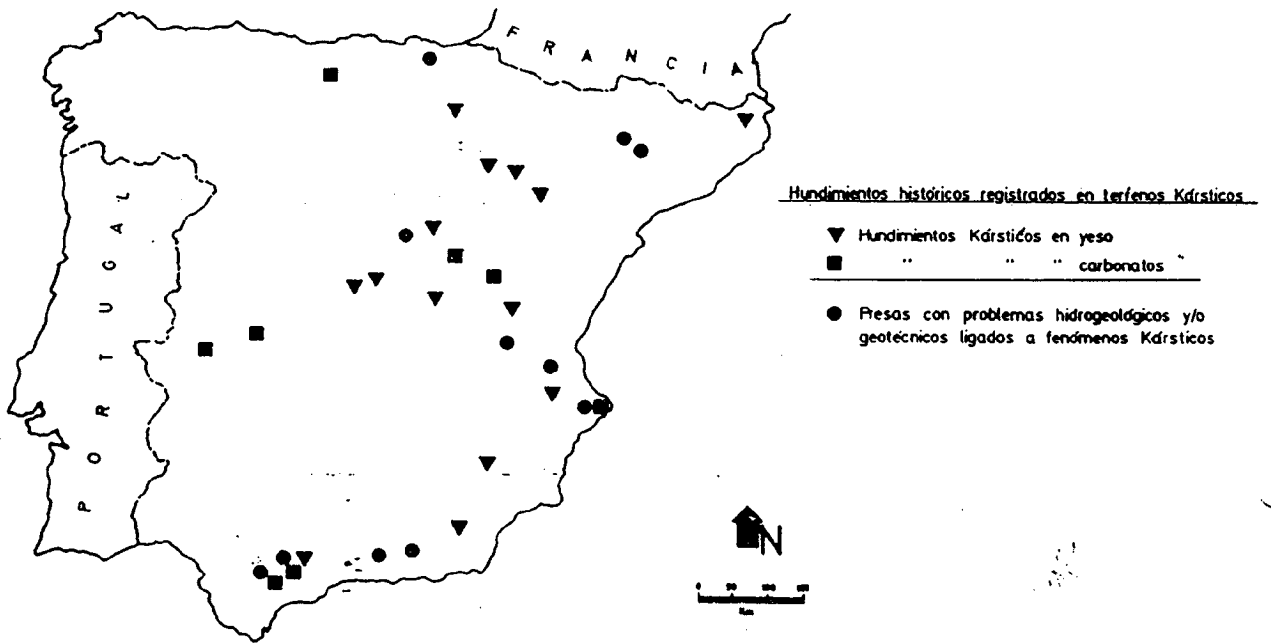


Fig. 16-V.17.- Mapa de riesgos ligados a la disolución de yesos en París (Según DEVEUGHELE et USSEGLIO, 1979).



**Fig. 16-V.18.-** Rotura de un bloque de hormigón bajo un embalse causado por una "explosión de agua" (A) o "explosión de gas" (B) debido a los efectos de la presión hidrostática de un río subterráneo en el Karst. Nivel freático. 2. Bloque de hormigón. (Según DAOXIAN, 1987)



**Fig. 16-V.19.-** Problemas geotécnicos e hidrogeológicos en España (karst)

población se establece por encima de esta cota.

Los poljes son las porciones de terreno kárstico más solicitadas para la ocupación humana, por su tipografía y la presencia de suelo cultivable. Por ello, los daños que puede causar una inundación son mayores.

En España, existen numerosos poljes, si bien sólo en contadas excepciones se inundan ocasionalmente, como el polje de Zafarraya, en la

provincia de Granada.

También pueden producirse inundaciones en valles fluvio-kársticos abandonados, habitualmente secos; en épocas de recarga excepcionalmente alta, los drenes subterráneos pueden resultar insuficientes y la "memoria geomorfológica" del karst retoma la antigua vía de drenaje superficial. En EEUU se han citado casos con daños extraordinariamente importantes por estas circunstancias (CRAWFORD, 1981).

Las explosiones o erupciones de agua y/o aire son poco frecuentes y no suelen ser peligrosas en condiciones naturales. Estos fenómenos excepcionales se producen como respuesta a bruscas crecidas subterráneas que llegan a desobstruir paleoconductos o a abrir nuevas vías al exterior para los fluidos a presión.

En ocasiones, este fenómeno ha sido registrado espectacularmente en respuesta a actuaciones antrópicas; así, pozos, galerías y antiguas minas abandonadas han sido violentamente desobstruidas por una explosión de agua y/o aire.

DAOXIAN (1987) cita la rotura de un bloque de hormigón mediante este mecanismo en el fondo de un embalse, debido a la presión hidrostática del agua de un conducto kárstico.

Las fugas en presas localizadas en terrenos kársticos constituyen el riesgo hidrogeológico más importante en términos económicos.

En más ocasiones de las deseables se han presentado fugas en el vaso o la cerrada de un embalse realizado sobre materiales carbonatados o yesíferos, que han utilizado la función de retención del caudal hídrico por la presa.

Los problemas han sido tan numerosos a nivel mundial que la bibliografía en este campo es amplísima. (AVIAS, 1984; ERASO, 1981; ERASO, 1986; molokov et PARABOUTCHEV, 1981; y otros muchos).

No obstante y muy a pesar de la experiencia acumulada aún se observan frecuentes errores de planteamiento a la hora de afrontar el diseño y la construcción de presas en regiones kársticas, con el consiguiente riesgo económico del proyecto.

Desde la perspectiva ingenieril se han arbitrado numerosas soluciones correctivas al problema de las fugas y filtraciones.

GARCIA YAGUE (1983) resume los tratamientos más utilizados:

- Impermeabilización del vaso y/o la cerrada; se incluyen medidas como: realización de un tapiz impermeable (de arcilla, bitumen, etc.) revestimientos rígidos, gunitados, cierre de sumideros y cavidades, realización de pantallas de inyección horizontales o subcutáneas, etc....
- Realización de pantallas de inyección. Normalmente es el mejor remedio, sobre todo si existen formaciones impermeables a una

determinada profundidad por debajo de la cerrada. Se pueden realizar con cemento, bentonita, geles de silicatos, resinas, etc.

En España han llegado a hacerse sistemáticamente en presas sobre cerradas kársticas, después de experiencias como la de la Presa de Montejaque (Málaga), construida en el primer tercio de este siglo, esta presa nunca llegó a embalsar.

En la vertiente geodinámica, la rotura de bóvedas en el interior de cavidades y los hundimientos superficiales han sido constatados en ocasiones. Hidrogeológicamente también existen respuestas de los acuíferos kársticos a los terremotos; cambios bruscos de caudal en las surgencias, aparición o desaparición de las mismas, cambios de temperatura -incluso aparición de manantiales termales-, turbidez generalizada de las aguas surgentes, etc...

También han sido citados los efectos contrarios: súbitas modificaciones geomecánicas o hidrogeológicas (hundimientos, llenado de presas, etc.) han dado lugar a sismos de intensidad variable, con daños, a veces, considerables.

La relación entre actividad sismotectónica y formas kársticas ha sido sugerida por algunos investigadores; parece confirmarlo el dualismo abundante termalismo-karst,; en España existen cavidades termales en zonas sismotectónicamente activas (por ejemplo, las simas de las Fumarolas y Raja Santa, en Granada, o la sima del Vapor, en Murcia).

Investigaciones recientes realizadas en Italia indican que los movimientos sísmicos afectan a la estabilidad de las cavidades, y quedan perfectamente registrados en las desviaciones de los ejes de crecimiento de espelotemas (estalagmitas) (CUCCHI et al. 1983) (Fig. 20).

La datación de las anomalías en las direcciones de crecimiento axial de estas concreciones han mostrado una correlación excepcionalmente buena con el registro sísmico histórico (FORTI y DANIELE, 1984-85; FORTI and POSTPISCH, 1984) (Fig. 21). La evolución geomecánica de ciertas regiones kársticas está íntimamente unida a su contexto sísmológico y neotectónico.

Para una discusión más detallada del tratamiento de embalses en Karst puede consultarse GARCIA YAGUE (1983). Únicamente es necesario subrayar la importancia de la realización de una investigación acorde con el medio kárstico: la irregularidad del lapiaz -y sus espectaculares dimensiones a veces- ha ofrecido sorpresas a los

## 16-V/14 RIESGOS ASOCIADOS AL KARST

proyectistas, así como la aparición de cavidades en materiales en principio poco karstificables (por ejemplo conglomerados), o la localización de rellenos paleokársticos (arcillas) de volúmenes importantes que pueden condicionar el comportamiento geotécnico del macizo y la reactivación al producirse el llenado del embalse.

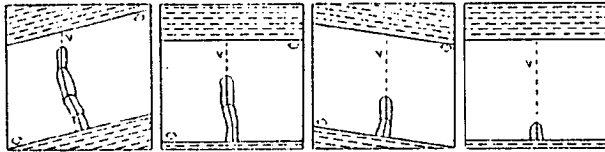


Fig. 16-V.20.- Influencia del basculamiento de la cavidad (terremotos) en el crecimiento axial de una estalagmita (Según CUCCHI et al. 1983).

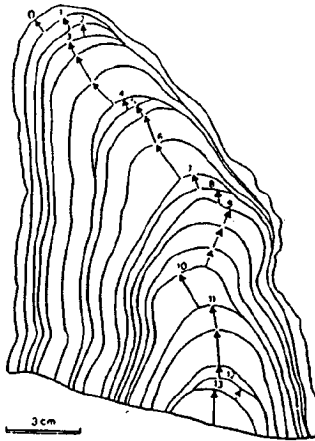


Fig. 16-V.21.- Sección de una estalagmita italiana, con indicación del eje de crecimiento; las anomalías detectadas fueron correlacionadas -tras su datación- con el registro sísmico histórico (Según FORTI y DANIELE, 1984-85).

La **contaminación hidroquímica** de embalses es otro aspecto citado por DURAN y del VAL (1984 a); aguas cargadas de sales procedentes de formaciones karstificadas yesíferas y salíferas pueden **contaminar** el agua de un embalse, deteriorando la calidad química del mismo, y condicionando su utilidad.

Los **golpes de agua** en minas a cielo abierto o subterráneas son fenómenos análogos a los de sifonamiento. Las elevadas presiones hidrostáticas alcanzadas en determinados conductos kársticos pueden superar la resistencia de la roca, provocando irrupciones rápidas en galerías o inundando el fondo de las cortas mineras. Si bien en la actualidad el control

hidrogeológico de las minas es sistemático no dejan de presentarse problemas de este tipo en las minas de todo el mundo (SZENTIRMAI, 1985).

En túneles de obras civiles también se han dado fenómenos parecidos.

**Contaminación de acuíferos kársticos.** El karst presenta un alto riesgo de contaminación, es decir, su vulnerabilidad es muy alta. A la vez, la contaminación de los acuíferos kársticos es un riesgo muy alto para el elevado porcentaje de población humana que se abastece de ellos (ver CUSTODIO, 1982).

El poder de autodepuración de los acuíferos kársticos es muy bajo, mientras que su transmisividad direccional (a favor de ciertas direcciones preferenciales) es altísima, por lo cual los agentes contaminantes pueden viajar con mucha rapidez y durante mucho tiempo hasta zonas alejadas del foco de contaminación.

El vertido de residuos en simas y dolinas (la práctica de arrojar animales muertos y toda clase de desechos a las cavidades es común en nuestra geografía) y la ubicación de vertederos en zonas kárstica, así como la inyección incontrolada de residuos líquidos en el karst son actividades de alto riesgo, que deben evitarse.

Los **procesos de intrusión marina**, (MIJATOVIĆ, 1984) pueden ser considerados como un tipo particular de **contaminación**. Estos procesos no son excesivamente frecuentes "afortunadamente" en acuíferos kársticos. Se producen por sobreexplotación de acuíferos costeros, obligando a penetrar tierra dentro a la interfase agua salada/ agua dulce. De cualquier manera, la peculiar hidrodinámica kárstica parece ser favorable a "deshacer" los procesos de intrusión salina, al contrario de lo que ocurre en acuíferos detríticos.

La **previsión de riesgos hidrogeológicos** ligados al karst pasa por un buen conocimiento de los acuíferos kársticos, su hidrodinámica e hidroquímica. En el caso de riesgos naturales, la correspondiente cartografía y la ordenación del territorio bastará para paliarlos; en el caso de riesgos inducidos por actuaciones antrópicas, deberá no sólo analizarse la **situación** previa a la actuación, sino preverse el comportamiento futuro de la correspondiente obra (presa, mina, túnel, etc.), teniendo presente en todo momento la heterogeneidad en el tiempo y en el espacio del karst, la alta transmisividad direccional y la vulnerabilidad frente a la contaminación de los acuíferos kársticos.

#### 16-V.4. CONCLUSION

El karst es un medio dinámico tanto en superficie como subterráneamente. Su peculiar arquitectura y los complejos procesos que se desarrollan en él entran a veces en conflicto con las actividades humanas, generando riesgos diversos.

Estos pueden ser de tipo geomecánico, como la subsidencia, los hundimientos o la rotura de bóvedas de cavidades; o hidrogeológicos, como las inundaciones en poljes y valles secos, las fugas en presas, las irrupciones violentas de agua en túneles y minas a cielo abierto y subterráneas, la contaminación de acuíferos kársticos y los procesos de intrusión marina.

Las causas de los riesgos ligados a los procesos kársticos tienen su origen en factores diversos, con frecuencia de tipo hidrogeológico; no obstante, es con la antropización del karst cuando la

frecuencia e importancia de los riesgos aumenta ostensiblemente.

Los karsts yesíferos (BENITO, 1987; BENITO and GUTIERREZ, 1987; DURAN, 1984; DURAN y MOLINA, 1986; LIMCHOUK and ANDREJCOURD, 1985; LISZKOWSKI, 1985; PECHORKIN, 1985) y salinos (HOWELL, 1984; DONIN and ROSS, 1986; EGGE, 1984; QUINLAN et al. 1985; YUHUA and LIN HUA, 1985) así como el karst cubierto son más sensibles a la generación de riesgos, al ser su velocidad de evolución más rápida, detectable a escala humana, y más precario el equilibrio del sistema.

La prevención de los riesgos mediante la cartografía correspondiente, así como otras técnicas auxiliares (geofísica, exploración espeleológica, estudios hidrodinámicos e hidroquímicos, etc...) es la mejor herramienta para la ordenación del territorio en regiones kársticas.



## CAPITULO 16-VI

### EROSION

#### 16-VI.1. EROSION

##### Aspectos generales

El medio físico está sujeto a procesos activos más o menos violentos que degradan la superficie utilizable por el hombre o ponen en peligro la actividad humana. Pueden citarse como más típicos:

- Inundaciones
- Terremotos
- Volcanes
- Erosión
- Subsistencia regional
- Movimiento de laderas
- Hundimiento por disolución, karst, etc.
- Expansividad y colapso de suelos
- Acciones litorales, etc.

La mayor parte de estos procesos se tratan con detalle en otras partes de este texto por lo que nos limitaremos aquí a comentar únicamente los aspectos relacionados con la erosión.

La erosión es un conocido fenómeno geodinámico por el cual las partículas superficiales del terreno son arrastradas bajo la acción de un fluido, generalmente el agua y en menor escala el viento.

En una primera fase se produce el arrastre y eliminación del suelo edáfico y la vegetación asociada. Sin esta protección se altera la capacidad de retención de humedad y el balance hídrico del suelo. Se produce migración de sales, formación de costras, degradación de la estructura por los ciclos alternativos de humedad-deseccación y en definitiva el suelo superficial resulta más vulnerable a la acción de las aguas de escorrentía que circulan cada vez con mayor facilidad y velocidad y por tanto, con mayor capacidad erosiva.

La pérdida de suelo por erosión tiene gran importancia desde el punto de vista agrícola, social y ecológico, mientras que los materiales arrastrados pueden causar considerables problemas de aterramiento de cauces, embalses y cursos de agua.

En último extremo la reducción de capacidad provocada en las cuencas naturales puede agravar los efectos de riadas e inundaciones.

Circunscribiéndonos al territorio nacional y según estimaciones recientes, el 25% del suelo español sufre el fenómeno erosivo intenso, en donde no sólo hay factores como los orográficos, climáticos, etc. que potencian el riesgo, sino que también los procesos históricos, culturales y económicos han favorecido la acción de los agentes naturales. A ellos hay que sumar las prácticas agrícolas como el uso de fertilizantes químicos, así como el abandono de la ganadería extensiva y de los cultivos en laderas de pendiente media-elevada, entre otras.

Según datos elaborados por el Servicio Hidrológico Forestal, el 35,8% del territorio nacional no sufre fenómenos apreciables de erosión, el 10,8% presenta una erosión leve, el 27,6% sufre una erosión moderada y el 25% es calificada como grave. El grado de erosión evaluado en las distintas Comunidades Autónomas es el representado en la Fig. nº 16-VI-1.

La erosión ha sido un fenómeno natural con múltiples variantes como la socavación fluvial o la acción masiva sobre las cotas. Sin embargo, sus efectos se ven cada vez más agravados por la acción humana, con actividades como:

- La deforestación (o los incendios provocados)
- El pastoreo abusivo
- La roturación para cultivos posteriormente abandonados
- Las actividades extractivas
- Las excavaciones para obras lineales, etc.

##### Magnitud y evaluación de la erosión hídrica

Existen numerosos métodos para estimar las pérdidas o arrastres de suelos bajo la acción del agua de lluvia. Entre ellos destaca la fórmula empírica conocida como "Ecuación Universal de Pérdidas de suelo" que adopta la expresión.

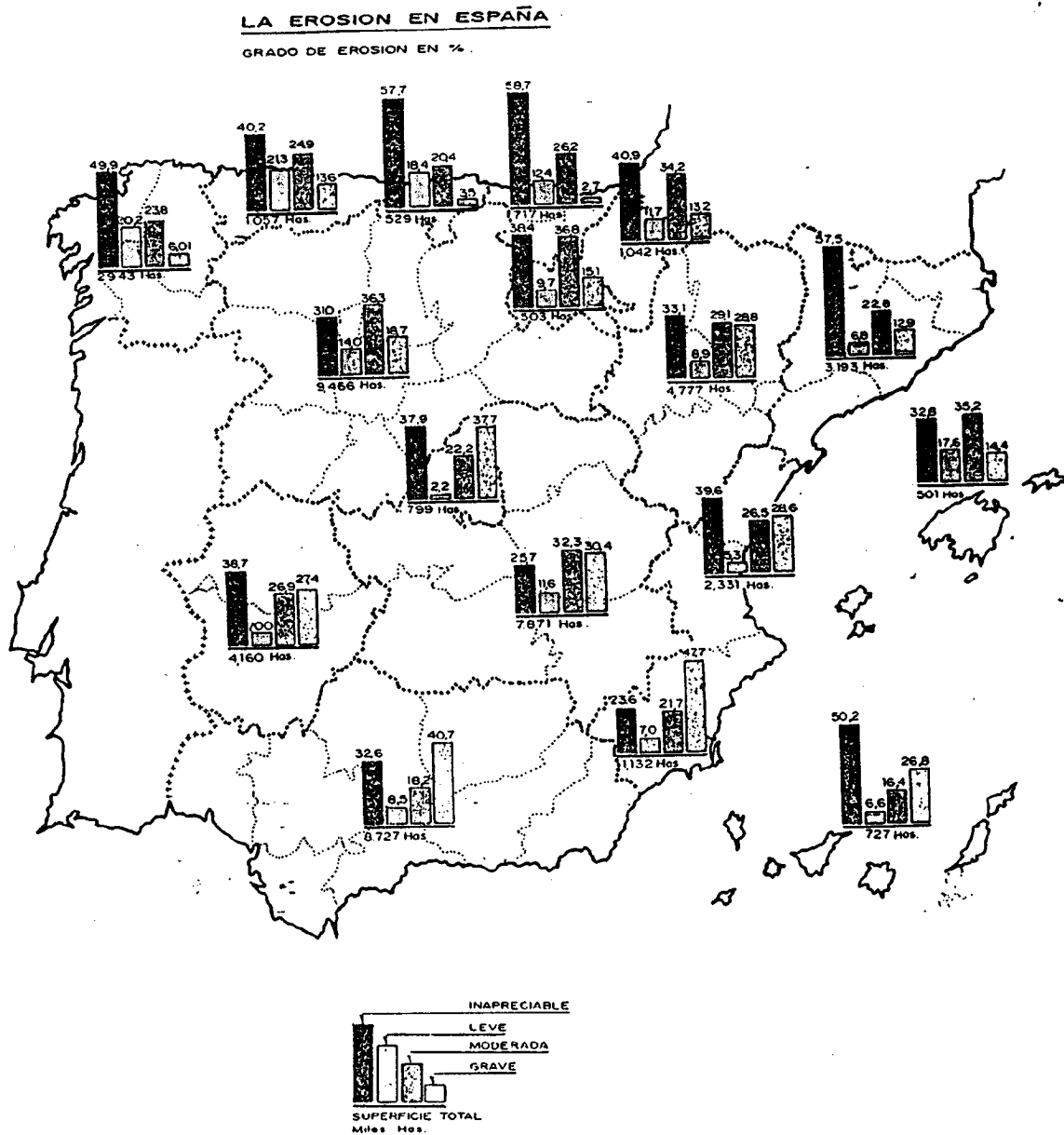


Fig. 16-VI.1.- Grado de erosión de las comunidades autónomas

$$A = (0,224) R K L SCP \quad (\text{kg/m}^2 \cdot \text{s})$$

No entraremos en el detalle de los distintos factores que intervienen y que se encuentran explicados en numerosos manuales, aunque sí conviene comentar su significado y orden de magnitud. R es el factor de energía erosiva de la lluvia y es el producto de la energía cinética de la lluvia E ( kg m/m<sup>2</sup> · mm) y su intensidad máxima en 30 minutos I<sub>30</sub> (mm/h). Varía desde menos de 20 para climas muy áridos hasta más de 500 en climas húmedos.

K es el factor de erosionabilidad del suelo y varía típicamente de 0 a 0,7. Es interesante observar el gráfico de la fig. 16-VI.2, donde se aprecia que la erosionabilidad es función del contenido de arena + limo, del porcentaje de materia orgánica, de la textura del suelo y de su permeabilidad.

#### La erosión eólica

En determinadas zonas desérticas, áreas dunares, acantilados, etc., los efectos del viento pueden tener gran trascendencia física y económica.

En general la erosionabilidad del suelo depende del tamaño de los granos, su humedad, textura y la cohesión derivada de su propia naturaleza como en el caso de las arcillas o de la presencia de agentes cementantes. Las arenas finas secas son los materiales más fácilmente arrastrados por el viento.

Por lo que respecta a la capacidad erosiva del viento ésta es proporcional al cubo de la velocidad y se admite que solo son erosivas velocidades superiores a unos 5 m/s.

Las velocidades al nivel del terreno son inferiores a las velocidades libres a mayor altura y se ven muy influidas por la vegetación y el microrelieve de la superficie.

La evaluación del volumen de materiales arrastrados por el viento es aún más difícil que en el caso de la erosión hídrica.

Las fórmulas correspondientes engloban los factores antes mencionados si bien por su carácter empírico no son de aplicación general.

En la tabla adjunta se indican las pérdidas de suelo asociadas a distintos grados de erosionabilidad.

Las partículas arenosas arrastradas por el viento pueden producir efectos de abrasión o desgaste

en acantilados o frentes rocosos. Se citan valores de la velocidad de degradación del orden del milímetro/año.

Los fenómenos eólicos tienen considerable importancia en las zonas costeras. Las dunas, formadas por arrastres tierra adentro de los sedimentos playeros, dan lugar a un empobrecimiento del litoral y a veces a una regresión de las playas alimentadas por el transporte a lo largo de la costa.

En otro sentido el transporte eólico sirve para descargar de arena algunas playas protegidas frente a otros tipos de transporte. Es conocido el caso de la Playa de Las Canteras, en Las Palmas de Gran Canaria la cual sufre un aterramiento progresivo al haberse reducido notablemente el transporte eólico por la construcción de edificios de altura en primera línea del paseo marítimo. A su vez la colmatación de las dársenas y la pérdida de calados dificulta la limpieza natural y favorece el crecimiento de algas y la eutrofización progresiva.

Los estudios existentes demuestran que existe un cierto umbral de velocidad del viento que debe ser superado para que se produzca el transporte y que se sitúa en torno a los 5 m/s. La expresión dada por Bagnold en 1941 es del tipo

$$u^* = 14,3 V d \quad (\text{m/s})$$

siendo d el diámetro medio de las partículas en m.

Como se sabe, la velocidad del viento varía con la altura sobre el terreno de acuerdo con una ley parabólica, pudiendo definirse la velocidad umbral a una altura z por

$$uz = 80 V d \log_{10} 30 z / d$$

El caudal sólido por unidad de anchura puede estimarse por expresiones del tipo

$$q = 850 V d / 0,25 u^*{}^3, \text{ con } d \text{ en mm} \\ \text{y } u^* \text{ en m/s.}$$

Una representación de esta fórmula para arenas finas uniformes se muestra en la fig. de (Houille Bl.).

En 1965 Woodruff y Siddoway propusieron una "ecuación universal de erosión eólica" del tipo

$$E = f (I', K', C', L', V)$$

donde los índices representan respectivamente la

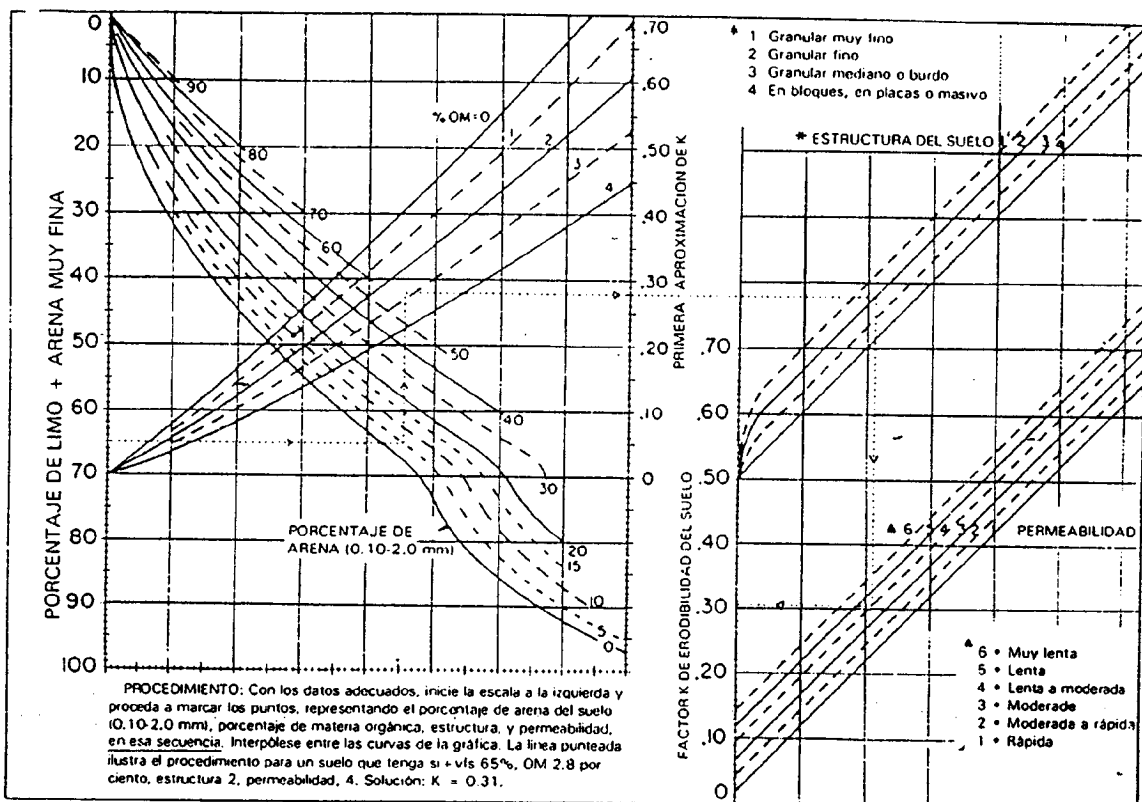


Fig. 16-VI.2.- Monografía para determinar el factor de erosionalidad del suelo, k, para los suelos continentales de los Estados Unidos (ARS, 1975)

TABLA N° 16-VI.1.- La erosionalidad relativa y las pérdidas anuales de suelo

Cantidad de erosión	Descripción de la erosión	Erosionalidad relativa	Pérdida anual de suelo
Nula o insignificante	No hay efectos visibles de arrastre.		
Ligera	Insuficiente para destruir un tragal naciente.	< 0,1	< 12 Tm.Ha
Moderada	Arrastre y depósito de cerca de 2,6 cm de espesor.	0,1-1,0	12-120 "
Alta	Arrastre de 2,5 a 5 cm de espesor y consiguientes depósitos.	1,0-5	120-400 "
Muy alta	Arrastre de 5 a 7,5 cm y formación de pequeñas dunas.	5-20	400-800 "
Excesivamente alta	Arrastre de más de 7,5 cm de espesor.	20-150	800-1200 "
		> 150	> 1200 "

erodibilidad y rugosidad del suelo, el clima local, la longitud expuesta y la cubierta vegetal equivalente.

La relación entre las variables citadas es compleja y requiere muchos ajustes locales, por lo que la validez del método es muy limitada.

En el limitado espacio disponible no vamos a entrar en los métodos analíticos de cálculo de la erosión, para lo cual existen excelentes tratados como el de Kirkby y Morgan (1984).

En los estudios de erosión la dificultad principal es la evaluación total del impacto para todo el espectro del agente erosivo. En el caso del viento habría que conocer la matriz direccional de velocidades-frecuencias y en el de la lluvia la de intensidad-duración de los aguaceros y todo ello extendido al periodo de cálculo. Los bancos de datos climáticos son tan incompletos en este sentido que cualquier cálculo no pasa de ser una grosera estimación. Por ello en muchos casos es preferible medir in situ las pérdidas de suelo durante un periodo lo más largo posible y hacer las extrapolaciones oportunas.

Como orientación, la pérdida de suelo potencial por erosión eólica puede estimarse como el producto  $E_i$ , siendo

$$E = \sum_{j=1}^{16} \sum_{i=1}^f v_i^3 f_{ij}$$

donde

$j$  = cada uno de los 16 sectores en que se divide la rosa de los vientos

$i$  = escalón de velocidades (por encima de 19 km/h o 5 m/s)

$v$  = velocidad media del viento en cada escalón  $i$

$f$  = frecuencia (en %) para la dirección  $j$  en el escalón  $i$

$E$  es un índice de erosionabilidad que puede estimarse por la tabla siguiente (CIRIA p. 238):

Por lo que respecta a la erosión hídrica, un problema clásico es la evaluación del volumen de sedimentos que pueden alcanzar los cauces fluviales, por cuanto su efecto final puede ser la colmatación de embalses, con pérdida de la capacidad de almacenamiento. La presa de Tarbela en Pakistán, de 13 Hm<sup>3</sup>, puede quedar aterrada en 20 años. La presa de Sanmenxia en el río Amarillo quedó fuera de servicio a los 4 años de su inauguración. Por otro lado, la retención de sedimentos en las presas puede causar graves problemas ecológicos aguas abajo. El delta del Nilo está en regresión como consecuencia de la presa de Assuan. El caudal de sedimentos transportados por el Ebro a comienzos de este siglo alcanzaba los 21 millones de toneladas/año; después de la construcción

de las presas de Mequinenza y Ribarroja los aportes se han reducido a menos de 5 millones, causando una marcada regresión en el Delta del Ebro.

Una metodología típica puede ser la siguiente:

1. Delimitación de la cuenca a estudiar y de las unidades hidrológicas o sub-cuencas.
2. Toma de datos meteorológicos (precipitaciones mensuales y máximas diarias, temperaturas medias mensuales), geológicos y edafológicos, de vegetación y de secciones del cauce principal.
3. Cálculo de los parámetros que intervienen en el modelo o fórmula de erosión, con elaboración de planos temáticos (pendientes, factor L.S., líneas iso-R, etc.), edafológicos (toma de muestras, D50, factor K) o de vegetación (factor C de cubierta vegetal)
4. Elaboración de mapas de pérdida de suelo (t/ha/año) por áreas homogéneas, teniendo en cuenta las prácticas de conservación de suelos actuales o previsibles y recomendables.
5. Cálculo de la producción de sedimentos en cada sub-cuenca para cada aguacero a través del número hidrológico  $N$  (tablas U.S.D.E) y la diferencia potencial máxima entre precipitación y escorrentía, obteniendo el caudal punta y el tiempo necesario para alcanzar el máximo caudal de acuerdo con un determinado hidrograma (generalmente de tipo triangular).
6. Establecimiento de las condiciones de transporte de sedimentos desde cada sub-cuenca a la cuenca principal mediante modelos matemáticos
7. Evaluación del total de sedimentos por integración de los valores anteriores para una serie de aguaceros.

Como puede verse el procedimiento resulta bastante complejo ya que hace intervenir una serie de modelos empíricos y se parte de una información meteorológica fragmentaria. Una larga serie de aguaceros normales puede tener mucha menos incidencia que un temporal de lluvias conducente a una crecida extraordinaria.

Detalles de la metodología anterior han sido publicados por la D.G. del Medio Ambiente del MOPU (1984). Un excelente manual es el elaborado por Simons, Li & Associates (1982).

Modernamente se está prestando bastante atención a la erosionabilidad de algunos suelos cohesivos y concretamente las arcillas dispersivas, caracterizadas por un elevado contenido en sodio en el agua intersticial. Las grietas de retracción derivadas de la presencia de minerales arcillosos activos, constituyen un fácil camino para la erosión y arrastre de las partículas del suelo. Además de los surcos superficiales estas arcillas desarrollan conductos de erosión, a veces de muy pequeño diámetro, en la masa del terreno (Fig. p. 36 ASCE SP). Las grietas y conductos pueden inducir graves problemas de erosión interna o tubificación ("piping") en presas de tierra. Sherard (19 ) ha dado criterios para su identificación, combinados con el ensayo "pinhole".

También muestran una notable erosionabilidad los depósitos eólicos o los suelos flojos débilmente cementados como el loess, los limos yesíferos y el conjunto de materiales que entrarían en la calificación de muy colapsables.

La simple observación de la fórmula universal permite deducir el interés de reducir en los taludes la superficie expuesta, lo cual solo puede conseguirse con mayores inclinaciones, por lo cual existe actualmente una tendencia a forzar al máximo los taludes en materiales erosionables.

Por otra parte parece interesante reducir la velocidad del agua limitando su recorrido mediante bermas. Sin embargo la defectuosa ejecución de las mismas hace que en muchos casos se produzcan en ellas acumulaciones de agua conducentes a una mayor infiltración y finalmente a deslizamientos superficiales, con intensa erosión en las brechas abiertas. Por ello también se está abandonando el uso de bermas, salvo que se construyan debidamente revestidas y con buen desagüe.

#### Protección frente a la erosión

La erosión no solo plantea un problema de pérdida de suelo y degradación del paisaje sino que los sedimentos producidos dan lugar a colmatación de drenajes, atarquinamiento de presas y destrucción de cultivos.

Una medida general consiste en la captación y desvío de las aguas de escorrentía mediante cunetas de guarda, canales de intercepción, etc., en los que suele ser útil la disposición de trampas de sedimentos o cuencos de decantación para retirada de los mismos.

Se reconoce la gran eficacia de los recubrimientos vegetales tipo césped o hierba, que reducen la energía de la lluvia, la distribuyen

homogeneamente y ofrecen una notable resistencia a la escorrentía (coeficientes de Manning superiores a 0,05), además de armar las capas superficiales del terreno frente a movimientos y flujos. En muchos casos se dispone una vegetación más fuerte, de tipo arbustivo, fajinas, etc. en forma de barreras discontinuas, según las líneas de nivel y a distancias tanto menores cuanto mayor es la pendiente del talud.

En el caso de taludes fuertes es necesario colocar un soporte para que la vegetación no sea arrastrada antes de enraizar. Para ello se usan mulches, cortoposts, geotextiles, etc.

El principal problema en nuestro clima es la conservación y mantenimiento de la vegetación de una forma duradera.

Cuando la erosión se concentra en cárcavas, barrancos o arroyos es necesario colocar barreras o azudes de retención de sedimentos (fig. del CIRIA y gabiones) que a su vez reducen la velocidad del agua y su capacidad erosiva. Estas estructuras deben completarse con un tratamiento vegetal de las márgenes o taludes para reducir los aportes de sedimentos.

En la mayor parte de los casos citados, y con inclinaciones hasta unos 40° puede conseguirse una protección eficaz mediante mantos de grava o zahorra, si bien el aspecto final es poco satisfactorio.

En el caso de rocas degradables (margas, areniscas blandas, etc.) los fuertes taludes naturales y la dureza del material impiden la implantación de la vegetación, aunque existen diversas soluciones de variada eficacia (Fig. 6.3 del CIRIA). Sin contar los revestimientos de fábrica, se han utilizado protecciones a base de gunita armada sujeta con pernos o clavos y en menor escala impregnaciones con resinas, fluosilicatos, poliuretanos, etc. que crean una piel protectora frente al agua y la erosión. No constituyen sin embargo una solución definitiva ya que envejecen bajo la luz solar. Algunos cortan la evaporación natural y se producen cuñas de desprendimiento por saturación de las zonas superficiales del talud.

Respecto a la erosión eólica de los suelos la medida habitual consiste en la implantación de vegetación, por cuanto crea una trabazón superficial de las partículas y reduce la velocidad del viento en el contacto.

En general resulta difícil la implantación de vegetación en suelos con erosión activa, siendo necesario proceder por etapas, empezando con un tratamiento estabilizador como ligantes químicos,

mulches, paja hincada o cobertura con arpillera o geotextiles biodegradables.

También resultan eficaces al respecto las barreras antiviento, bien de fábrica o constituídas por arbolado. Las barreras deben poseer una cierta porosidad (aprox. el 50%) para permitir la aproximación homogénea del aire y su difusión a través de la misma.

La distancia protegida varía de 12 a 17 veces la altura de la barrera. Existen ya métodos de diseño bastante desarrollados (bibl. del CIRIA).

Un problema especial lo plantean las dunas costeras en las que se superponen fenómenos de erosión y acreción y donde el crecimiento de la vegetación puede verse afectado por la salinidad y el escaso contenido en nutrientes.

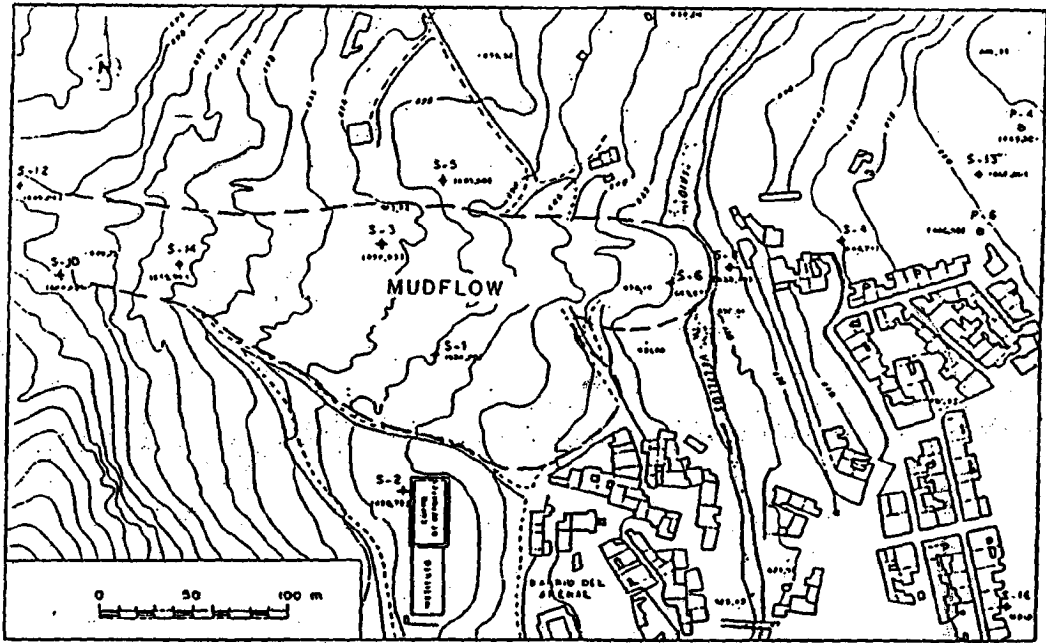


FIG. 3.7.- PLANTA DE LA COLADA DE BARRO DE OLIVARES.



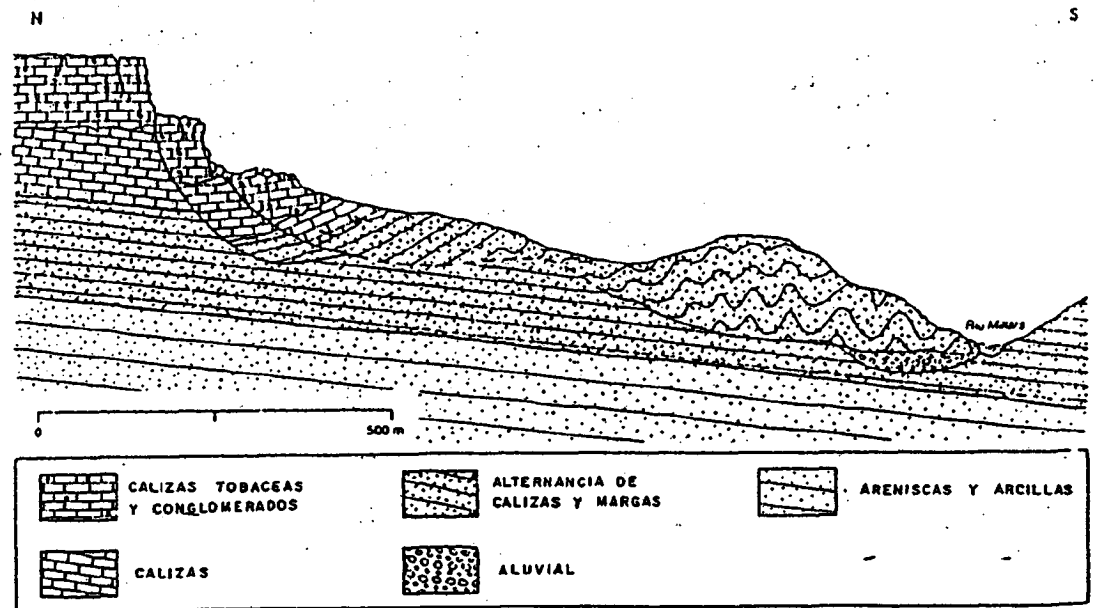


FIG. 3.10.- EL DESLIZAMIENTO DE PUEBLA DE ARENOS  
(Según R. Génova en Corominas & Alonso, 1988)

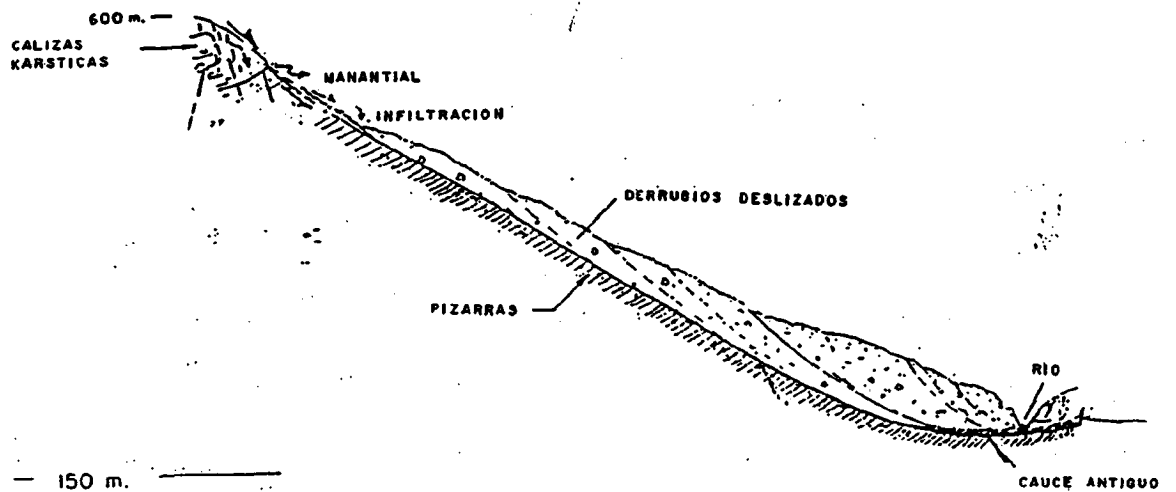


FIG. 3.11. - EL DESLIZAMIENTO DE LEBEÑA  
(Cortesía MOPU, 1987)

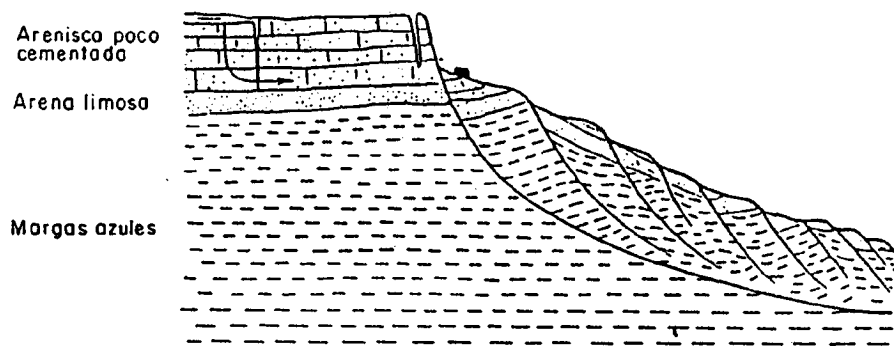


FIG. 3.12.- DESLIZAMIENTOS DE CARMONA (cortesía MOPU).

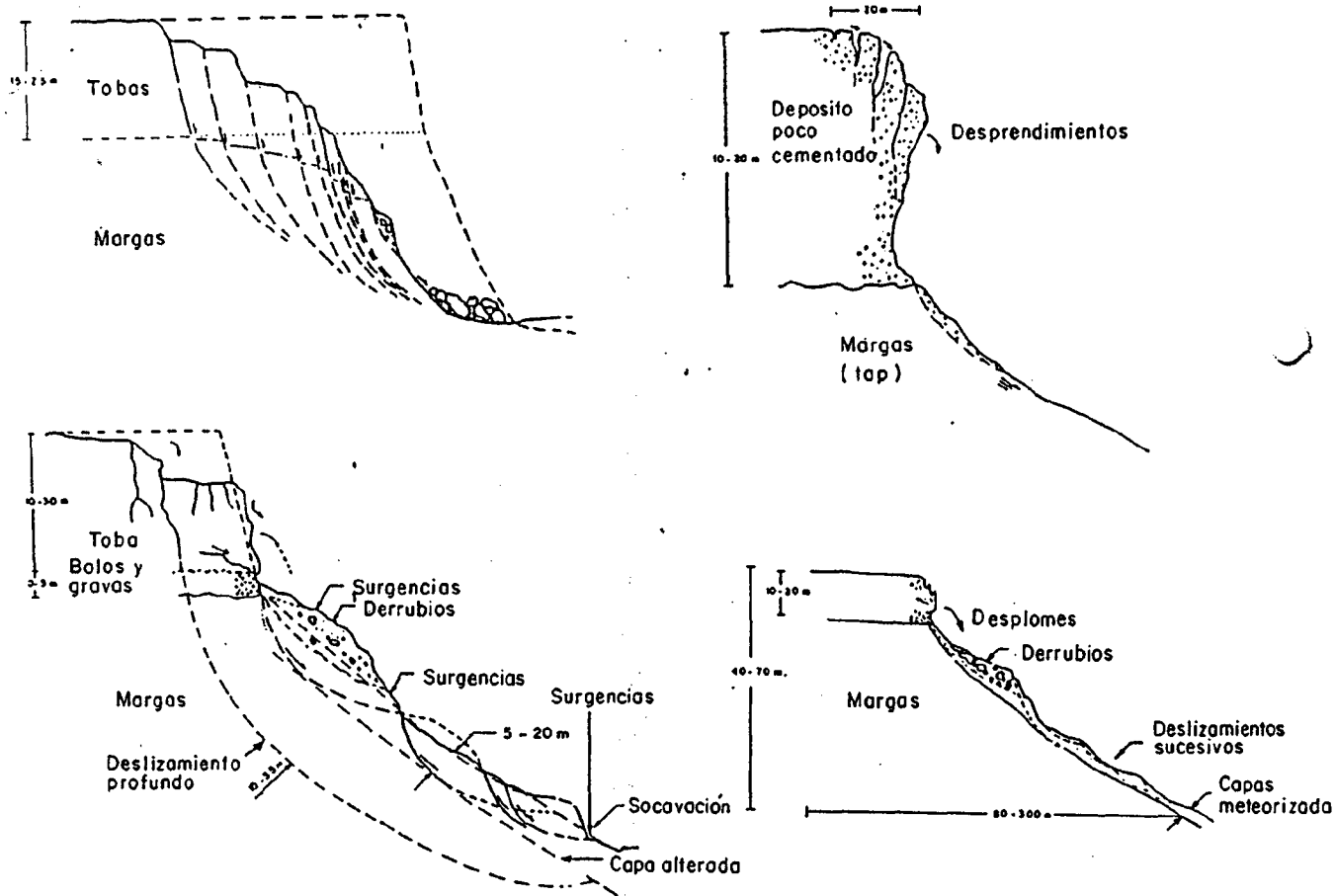


FIG. 3.14. - DESLIZAMIENTOS TIPICOS EN EL AREA DE ALCOY.

(unos 10 m/seg) produjeron la rotura de una pequeña presa, un puente y varias casas en el pueblo de Pont de Bar (Lérida) así como la reactivación de un antiguo deslizamiento que cortó la carretera C-1313 en un tramo de 300 m (fig. 3.15). Los movimientos se iniciaron como deslizamientos de base provocados por la erosión, siguiendo el efecto de las sobrepresiones intersticiales remanentes al producirse las condiciones de desembalse subsecuentes a la rotura de la presa. Posteriormente se fueron produciendo movimientos regresivos ladera arriba hasta niveles situados a unos 200 m sobre el cauce.

#### 16-1.4. PELIGROSIDAD POTENCIAL Y RIESGOS ASOCIADOS A LOS MOVIMIENTOS DEL TERRENO

Los deslizamientos, al igual que las riadas, terremotos y avalanchas, son en muchos casos fenómenos impredecibles, con consecuencias de distintos grados de gravedad.

En general es conveniente distinguir entre la peligrosidad potencial y el riesgo asociado a movimientos del terreno.

La peligrosidad potencial equivale a la probabilidad de que ocurra un determinado movimiento en un período dado de tiempo. El concepto podría extenderse a una cierta extensión de terreno.

Por el contrario, el riesgo puede definirse como el producto de la probabilidad anterior por los daños asociados a dicho movimiento.

En los daños pueden incluirse pérdida de vidas, bienes y servicios o efectos ambientales.

Se han propuesto teorías muy diversas para evaluar la peligrosidad potencial de un determinado territorio frente a los movimientos del terreno. Las clasificaciones resultantes pueden ser muy simples (por ejemplo, áreas que pueden verse afectadas por movimientos o no) o complejas, con división en varios niveles de peligrosidad.

Daremos como ejemplo algunas de las clasificaciones utilizadas para evaluar la probabilidad de movimientos.

En la Tabla 4.1. se muestra la clasificación utilizada en la región de Sidney (Australia), la cual está específicamente orientada al desarrollo urbano.

La tabla 4.2. se utilizó para construir un mapa de estabilidad de taludes en la zona de Windy Point de Victoria. Se consideran 9 factores diferentes con pesos variables de 0 a 4. La suma de las puntuaciones da una puntuación global, tal como se indica en la parte inferior de la tabla.

Esta tabla presta muy poca atención a la actividad previa del movimiento y, por otro lado, las categorías de taludes son poco apropiadas para zonas en las que los niveles activos en condiciones residuales pueden dar lugar a deslizamientos con pendientes incluso inferiores a 10°.

Inglés, 1976, ha propuesto la tabla 4.3 de factores favorables y desfavorables que se adjunta. Esta clasificación también pone mucho énfasis en los taludes escarpados y mientras se da poca importancia a fenómenos anteriores de inestabilidad, se presta mucha atención a la vegetación y al drenaje. También es dudosa la consideración de los buzamientos como desfavorables.

Stevenson (1977) propone el esquema de la tabla 4.4. Se asignan diversas puntuaciones según la plasticidad de la arcilla, la posición del nivel freático, el ángulo del talud y la complejidad del mismo, así como el uso a que está sometido el territorio. A la presencia del nivel freático y a la complejidad del talud que es un índice de su historia pasada, se le asigna valor doble en la ponderación, resultando un índice de riesgo.

$$R = (P + 2W) \times (S + 2C) U$$

En general parece que valores de este índice superiores a 50, pueden ser indicativos de una posible inestabilidad.

Como puede apreciarse, todas estas clasificaciones son muy subjetivas e incompletas y resultan de difícil extrapolación fuera del área en el que han sido desarrolladas.

Para taludes en roca puede citarse el método factorial propuesto por Romana, estableciendo el índice SMR (Slope Mass Rating) según la siguiente definición:

$$SMR = RMR - (F_1 \times F_2 \times F_3) + F_4$$

En esta expresión el RMR es el de la clasificación de Bieniawski, donde se tiene en cuenta la resistencia de la roca matriz, el RQD, la separación de las discontinuidades, la naturaleza del relleno, la

Tabla 16-1.4.1.- Evaluación de la estabilidad en la región de Sidney (Walker et al. 1985)

Probabilidad de movimientos	Descripción	Condiciones para el desarrollo urbano
Muy Alta	Evidencia de deslizamientos activos o pasados. Gran probabilidad de movimientos.	Inadecuado para el desarrollo urbano salvo importantes obras de mejora. Se requiere intensa investigación geotécnica. Si se construye es con mayor riesgo del usual.
Alta	Evidencia de reptaciones y pequeñas inestabilidades, pueden ocurrir movimientos bajo condiciones climáticas extremas.	Se requieren limitaciones al desarrollo y/o trabajos geotécnicos. Necesario estudio geotécnico. Si se construye es con mayor riesgo del usual.
Media	Posible fluencia en laderas escarpadas con suelos potentes; pueden producirse movimientos si las operaciones constructivas no tienen en cuenta las condiciones particulares.	Puede ser necesario imponer limitaciones y realizar estudios geotécnicos. Con prácticas ingenieriles adecuadas puede construirse con un nivel de riesgo normal.
Baja	No se observa evidencia de inestabilidad; no deben producirse movimientos si los cambios morfológicos son moderados.	Se requiere una buena práctica constructiva, adecuada para construcciones en la ladera.
Muy Baja	Caso típico de laderas muy suaves con pequeña cobertura de suelo.	No se requieren prácticas constructivas especiales.

presencia de agua, etc.  $F_1$  depende del paralelismo entre la dirección del diaclasado y el frente del talud.  $F_2$  se refiere al buzamiento de los estratos y  $F_3$  refleja la relación entre el frente del talud y el buzamiento de las diaclasas. En  $F_4$  se tiene en cuenta el método de excavación.

Según el valor del índice SMR, se puede estimar el grado de probabilidad de rotura de un determinado talud rocoso. Valores del SMR inferiores a 20 son indicativos de rotura o deslizamiento.

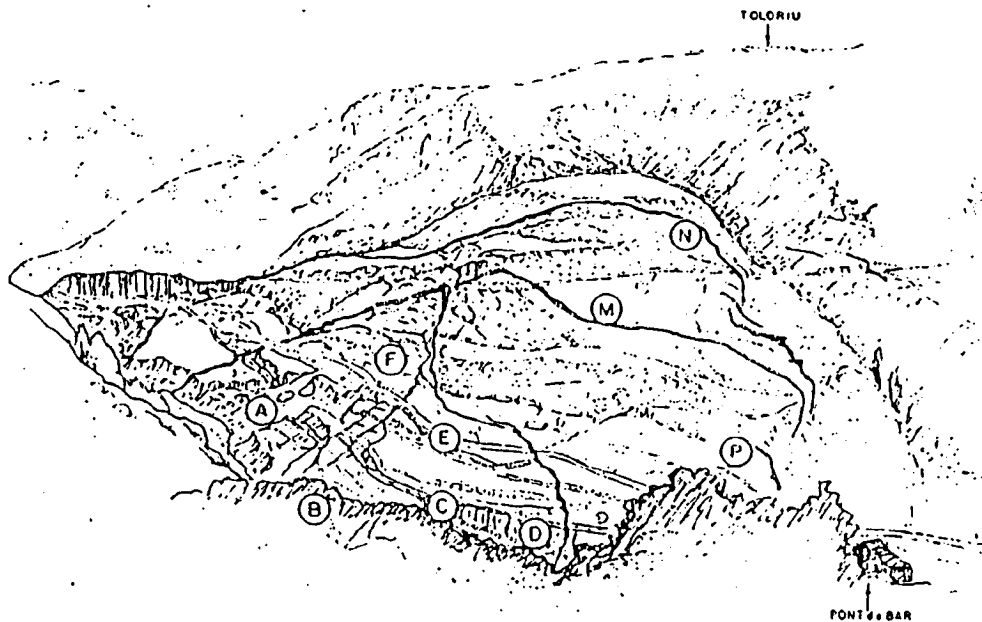


FIG. 3.15.- VISTA GENERAL DEL DESLIZAMIENTO DE PONT DE BAR (C. León, 1983).

**Tabla 16-I.4.2.- Evaluación de la estabilidad según Joyce y Evans, 1976**

1. Angulo del talud	
a) 0-5	0
b) 6-15	1
c) 16-26	2
d) 27-42	3
e) más de 42	4
2. Vegetación	
a) Vegetación intensa	0
b) Vegetación ligera	1
c) Césped	2
d) Sin vegetación	3
3. Desmonte de carretera	4
4. Ganado pastando	1 ó 2
5. Proximidad al nivel freático o manantiales	0 a 3
6. Erosión fluvial	1
7. Diaclasado	1
8. Buzamiento en sentido desfavorable	1 ó 2
9. Inestabilidades previas	2
Clasificación (suma de puntuaciones anteriores)	
1. Estable	5
2. Potencialmente inestable	6-9
3. Inestable	10-13
4. Muy inestable	14-15

**Tabla 16-I.4.3.- Evaluación de la estabilidad según Inglés, 1976**

<b>Factores desfavorables</b>	
Dificultades de drenaje en taludes superiores a 1:8	0,40
Talud superior a 1:4	0,20
Ausencia de vegetación	0,15
Terreno arcilloso	0,05
Roca con buzamiento desfavorable	0,05
Sobrecargas en cabecera o cortes al pie	0,05
Afloramientos del nivel freático	0,05
Grietas superficiales	0,03
Zona sísmica	0,02
<b>Factores favorables</b>	<b>TOTAL 1,00</b>
Buen drenaje profundo	-0,40
Talud menor de 1:8	-0,20
Vegetación arbórea	-0,15
Recarga artificial al pie	-0,05
Estratificación subhorizontal	-0,05

## Notas:

- La evidencia de movimientos superiores a 0,1 mm/año aumenta la puntuación en 0,2.
- Si no se conoce alguna de las condiciones anteriores, debe tomarse con su valor más desfavorable.

Tabla 16-1.4.4.- Evaluación de la estabilidad según Stevenson (1977)

P - Factor de plasticidad de la arcilla	1
Bajo IP	2
Medio IP	3
Alto IP	
W - Factor hidrogeológico (posición del nivel freático máximo respecto a la posible superficie de rotura)	
Por debajo de la superficie	1
Entre la superficie y la mitad de la profundidad de la misma	2
Por encima de la posición anterior	3
S - Angulo de talud	
Bajo (tercio inferior de la gama natural)	1
Medio (tercio central)	2
Alto (tercio superior)	3
C - Complejidad del talud	
Talud regular	1
Antiguo deslizamiento, actualmente erosionado	2
Rotura reciente sin erosión	3
U - Usos del suelo	
Bosque	1
Despejado o edificado con precauciones especiales	1,25
Construido sin precauciones especiales	1,5

## 16-1.5. DETERMINACION DEL RIESGO

El riesgo se define como el producto de la peligrosidad potencial por los daños ocasionados.

La evaluación del riesgo implica por tanto la cuantificación del peligro y de sus consecuencias.

Un peligro determinado puede tener diferentes consecuencias. Por ejemplo la reptación superficial puede causar los siguientes daños a los edificios:

- Daños arquitectónicos (grietas)
- Daño a los servicios (rotura de tuberías)
- Daños estructurales

Estas consecuencias son características del peligro. Diferentes peligros pueden tener diferentes características.

Resulta interesante a escala nacional la evaluación de riesgos geológicos realizada por el I.T.G.E. en su publicación del año 1987.

Partiendo de la información geológica recopilada por otros autores, se clasifica el territorio nacional en 1078 cuadrículas, correspondientes al mapa topográfico 1:50.000.

Para cada una de estas cuadrículas se hizo una asignación de grados de peligrosidad de acuerdo con la escala siguiente:

- 0 : Sin información o no clasificado
- 1 : Peligrosidad nula. Zonas con ausencia de problemas de inestabilidad
- 2 : Peligrosidad baja. Zonas con áreas sujetas a problemas de inestabilidad generalmente poco importantes y/o de carácter esporádico.
- 3 : Peligrosidad moderada. Zonas con áreas sujetas a problemas de inestabilidad de relativa importancia por su frecuencia, intensidad o extensión.
- 4 : Peligrosidad alta. Zonas con áreas sujetas a problemas de inestabilidad importantes por su frecuencia, intensidad o extensión, y/o con abundantes áreas inestables.

Para la evaluación del riesgo se introdujeron diversos parámetros, siguiendo las directrices del Master Plan for California (1973). Así por ejemplo, el índice de coste geológico variaba de 0 Pts por persona/suceso en zonas con grado de peligrosidad 1, a 8.471 Pts para el grado de peligrosidad 4. Estas cifras están realizadas por correlación con otros estudios y lógicamente su evaluación constituye una parte muy delicada de la fiabilidad del riesgo total.

Para tener en cuenta las personas potencialmente afectadas por los movimientos del terreno se aplicaba, al número medio de personas residentes en cada cuadrícula un coeficiente de proximidad que variaba de 0 a 1, según el grado de explosión del movimiento. Así se obtenían un 9,25% de habitantes expuestos potencialmente al riesgo en zonas de baja peligrosidad. Dicho porcentaje, descendía al 5,53% en zonas de peligrosidad media, y al 4,75% en zonas de peligrosidad alta.

En este caso también existe un grado de incertidumbre notable, ya que en el caso de movimientos del terreno existe una tendencia natural de la población a evitar las zonas inestables además de las indicaciones en este sentido de los planes de ordenación urbana. Resulta curioso sin embargo que los desprendimientos mortales, por ejemplo en cantiles rocosos, suelen darse en zonas de muy baja densidad de población y con edificación dispersa, lo que equivale a decir que la probabilidad de accidentes es en estos casos muy superior a la media de una región o cuadrícula.

En la evaluación del riesgo, se incluye además un factor de catástrofe para tener en cuenta las posibles pérdidas de vidas humanas. Los valores de este factor varían de 1 a 1,5 según el grado de peligrosidad, lo cual equivale a un número de vidas humanas variable de 1 a 100 por suceso. Creemos que en general los movimientos del terreno no adquieren en nuestro país características tan catastróficas, salvo en aquellos casos excepcionales, como el de Azagra, si bien el período de recurrencia de estos sucesos suele ser superior a 100 años.

A este respecto se ha considerado en el estudio que en la hipótesis de riesgo máximo el deslizamiento tiene lugar una vez cada 30 años, mientras que en la hipótesis de riesgo medio el período de retorno sería de 500 años.

Las cifras se distorsionan considerablemente si

se introducen las pérdidas por daños a infraestructuras, ya que superan en mucho a las pérdidas ocasionadas en núcleos urbanos, con un total de 0,75 billones de pesetas. Esta circunstancia haría aconsejable un análisis mucho más detallado de las pérdidas en infraestructuras, pero es notable su dificultad. Sólo puede hacerse una estimación a partir de los gastos en obras de reparación de carreteras y ferrocarriles.

#### 16-1.6. CAUSAS DE LOS MOVIMIENTOS

Entre las causas o factores naturales debe prestarse atención a:

- Las lluvias intensas
- La socavación producida por corrientes de agua
- La oclusión de manantiales o destrucción de las redes de drenaje natural
- La progresión de la erosión hídrica por escorrentías.

Respecto a los factores antrópicos se pueden citar:

- Excavaciones
- Riegos excesivos
- Roturas de conducciones y canales
- Fugas de depósitos
- Voladuras de cantera
- Implantación de rellenos o vertederos
- Alteración de redes de drenaje
- Deforestación
- Incendios

Existen por último diversos fenómenos no controlables pero que también inciden en la producción de movimientos, como son:

- Terremotos
- Acciones tectónicas (Neotectónica)
- Modificación regional de acuíferos, por ejemplo por efecto de grandes presas
- Fenómenos kársticos
- Subsistencia regional

#### 16-1.7. MEDIDAS CORRECTORAS

Con base en el análisis del deslizamiento podrán seleccionarse aquellas actuaciones más adecuadas, teniendo en cuenta la naturaleza del mismo, y la urgencia necesaria, los bienes definidos y las oportunas consideraciones de coste.

Las soluciones difieren, según la naturaleza del



Tabla 16-1.7.1.- Métodos de estabilización de deslizamientos

1. Modificación de geometría	Recorte en cabecera	
	Rebaje del talud	
	Recarga al pié	
2. Drenaje	Superficial	Cunetas de desvío Vegetación Sellado de grietas
	Interno	Pozos Pantallas drenantes Zanjas-dren Drenes California Galerías Electroósmosis
	Rígida	Muros de hormigón armado
3. Contención	Semiflexible	Elementos anclados Pasadores (pilotes, micropilotes, enclavamientos)
	Flexible	Muro de gabiones Repiés de escollera Muros-criba
4. Mejora de resistencia del terreno	Cosido o claveteado Inyecciones Tratamientos térmicos	

terreno existiendo tratamientos específicos para suelos y para rocas, si bien pueden presentarse multitud de situaciones intermedias.

#### 16-1.7.1. Movimientos en suelos

En la Tabla 16-1.7.1. se han intentado sintetizar los métodos más utilizados para corregir deslizamientos en suelos o rocas alteradas.

Algunos tipos de movimientos como flujos o coladas de barro no admiten actuaciones durante el desarrollo de los mismos, sino, como mucho, un acondicionamiento de la masa movida una vez que ésta ha alcanzado el reposo.

Sobre los métodos indicados pueden hacerse las observaciones descritas en la tabla 16-1.7.1.

##### a) Modificaciones de geometría

En los casos en que sea factible, la solución más económica consiste en reperfilar el talud excavado o rellenando de forma que se contribuya a mejorar la estabilidad (Fig. 8.1).

La solución más evidente puede ser el rebajamiento general de la inclinación del talud, ya que

evidentemente cuanto mayor sea la inclinación peores son las condiciones de estabilidad.

A veces, un tratamiento general no es posible y entonces puede recurrirse a retirar tierras de la parte superior del talud, donde su efecto desestabilizador es máximo. Debe tenerse en cuenta, no obstante, que sólo es cierto en movimientos de tipo rotacional, no resultando eficaz en movimientos de tipo plano.

Debe prestarse atención a las condiciones en que queda la zona excavada para no provocar inestabilidades ladera arriba.

Se plantea con frecuencia cual debe ser el coeficiente de seguridad del talud una vez estabilizado (el cálculo debe hacerse con parámetros residuales), adoptándose en general valores  $F = 1,1$  a  $1,3$  según la importancia de los bienes afectados o el riesgo para las personas. Debe tenerse en cuenta que cuando las masas inestables o las fuertes movidas son de gran envergadura un incremento de  $0,1$  en el coeficiente de seguridad puede dar lugar a inversiones costosísimas, por lo que debe elegirse con gran cuidado el valor  $F$  de proyecto.

Otra posible actuación consiste en colocar piedras de gran tamaño o escollera hasta conseguir el peso deseado.

#### b) Drenaje

Es un hecho ampliamente reconocido que la reducción de presiones intersticiales en la masa de un talud contribuye notablemente a su estabilidad, por lo que pueden calificarse de positivas todas las medidas conducentes a rebajar o deprimir el nivel freático en las proximidades de las superficies potenciales de deslizamiento. Los métodos son muy diversos si bien pueden diferenciarse dos grandes grupos:

##### - Drenaje superficial

Pretende captar y extraer las aguas aflorantes al frente del talud, separando del mismo la superficie freática libre si bien esta separación suele estar limitada a 2 ó 3 m como máximo.

Las soluciones usuales consisten en zanjas paralelas al pie del talud o contrafuertes perpendiculares al mismo (fig. 16-I.7.4, a,b,c). Estos últimos tienen una salida natural por su base mientras que las zanjas pueden llevarse paralelamente al talud hasta un colector por donde se extraen las aguas.

##### - Drenaje profundo

Con él se pretende un rebajamiento importante del nivel freático, incluso por debajo de las superficies potenciales de deslizamiento. Los sistemas tradicionales son:

- Pozos o pantallas drenantes de la profundidad, necesaria para alcanzar el rebajamiento deseado (fig. 8.4. d). Esta solución requiere la extracción de agua mediante bombeo. En el caso de pozos puede unirse la base de los mismos mediante un tubo colector para concentrar el bombeo en uno o dos puntos. Este problema no existe en el caso de las pantallas continuas, si bien debe tenerse en cuenta que su ejecución no es viable cuando en el terreno existen niveles cementados o rocosos.
- Galerías de drenaje (fig. 16-I.7.5). Son excavaciones realizadas en mina en las proximidades de la superficie de rotura, aunque

preferentemente en el terreno sano exterior a la misma. Normalmente las galerías van revestidas y el drenaje se consigue mediante una serie de perforaciones radiales que desaguan a la misma. Se trata de una solución muy costosa pero de gran eficacia por el importante volumen que puede drenarse.

Drenes californianos (Fig. 16-I.7.4. f). Son perforaciones de pequeño diámetro (100-150 mm) y longitudes generalmente inferiores a 30 m. que realizadas desde el pie del talud, alcanzan la superficie de deslizamiento extrayendo el agua concentrada en torno a la misma. Resulta también una solución costosa y de difícil conservación ya que al cabo de algunos años los drenes suelen cegarse. En estos casos el único recurso consiste en perforar nuevos drenes juntos a los anteriores.

#### e) Estructuras de contención

En el caso de deslizamientos planos afectando a una limitada potencia de terreno, puede pensarse en construir estructuras de contención que aporten la resistencia pasiva necesaria para restituir las condiciones de equilibrio.

Dentro de las *contenciones flexibles* la solución más usual es el muro de gaviones (fig. 16-I.7.7) o incluso la mera acumulación de piedras o escollera (fig. 16-I.7.8).

Las *contenciones rígidas* constan habitualmente de un muro (fig. 16-I.7.10) o pantalla de hormigón (fig. 8.11) que bien por su peso o a través de elementos de anclaje, es capaz de proporcionar la reacción necesaria para la estabilización del talud. Además del hormigón pueden utilizarse fábricas diversas como la mampostería o el ladrillo, o fábricas mixtas como el acero y la madera.

La principal dificultad para el éxito de estas contenciones es el correcto cálculo del empuje a resistir, el cual debe deducirse de cálculos geomecánicos bastante precisos.

En deslizamientos pequeños, las necesidades de contención pueden ser de 5 a 10 t/m pero en movimientos importantes se superan con facilidad las 100 t/m, las cuales sólo se pueden conseguir mediante anclajes.

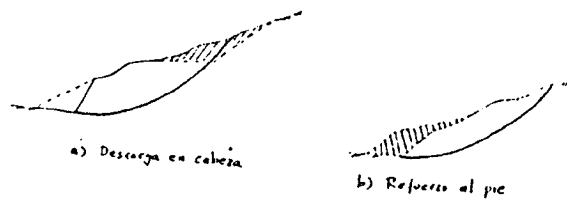
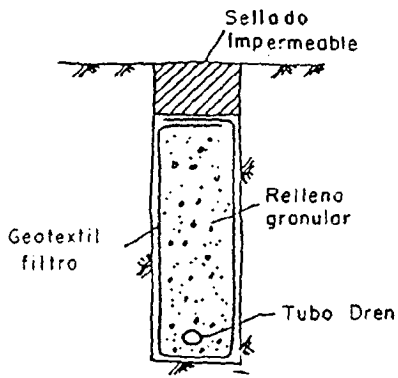
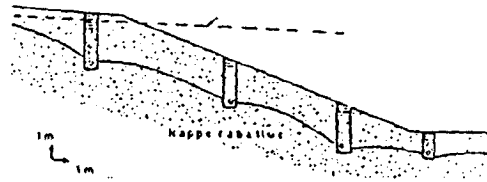


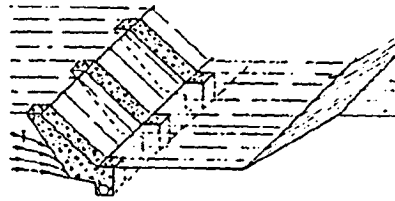
FIG. 8.1. MODIFICACIONES DE GEOMETRICAS



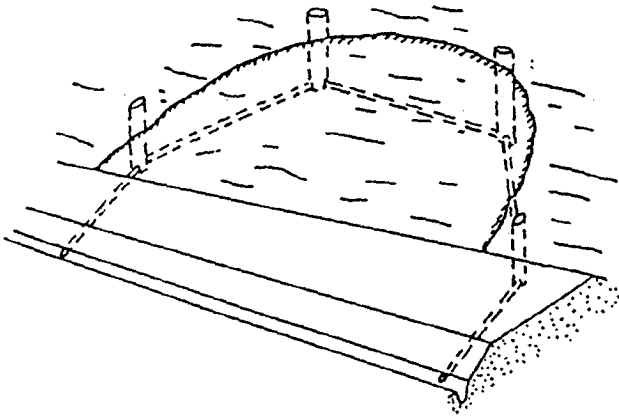
a) Zanja drenante.



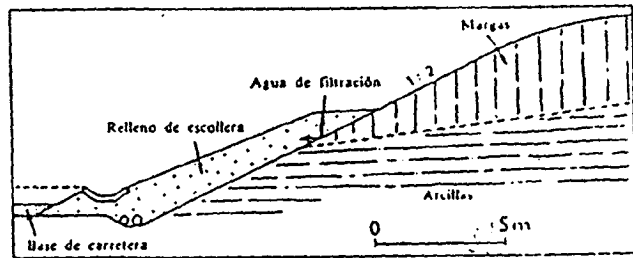
b) Zanjas paralelas al talud.



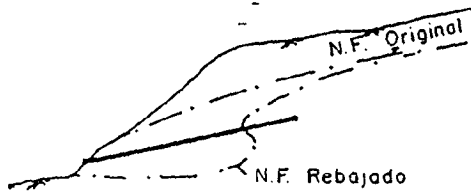
c) Zanjas transversales.



d) Pozos drenantes



e) Espaldón drenante (Zaruba y Menci, 1982).



f) Dren tipo California.

FIG. 8.4. - SISTEMAS DE DRENAJE DE TALUDES.

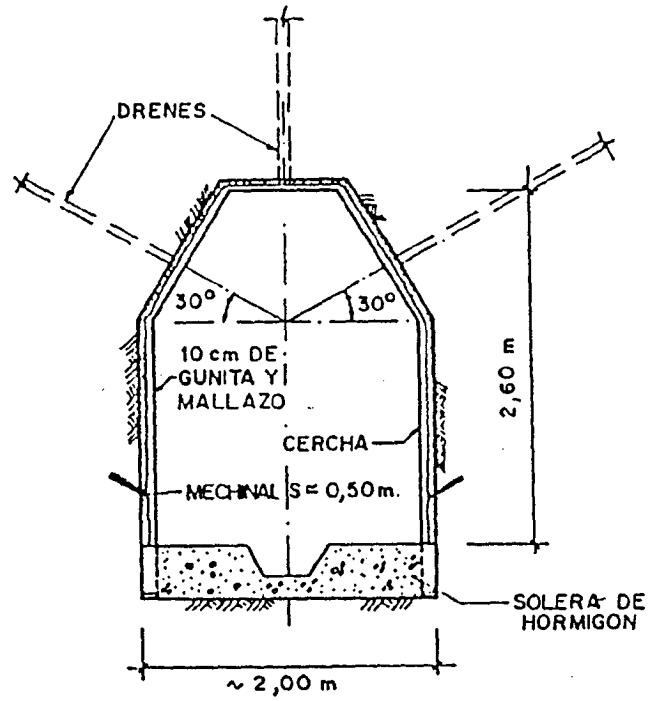


FIG. 8.5. - GALERIA DE DRENAJE (R. ORTIZ ET AL.)

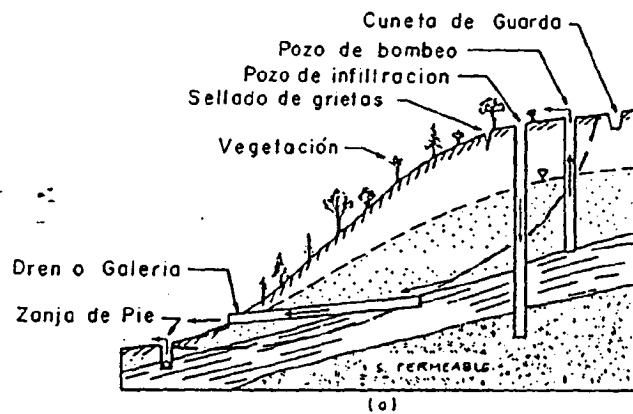


FIG. 8.6. - COMBINACION DE SISTEMAS DE DRENAJE.  
(Hunt, 1984).

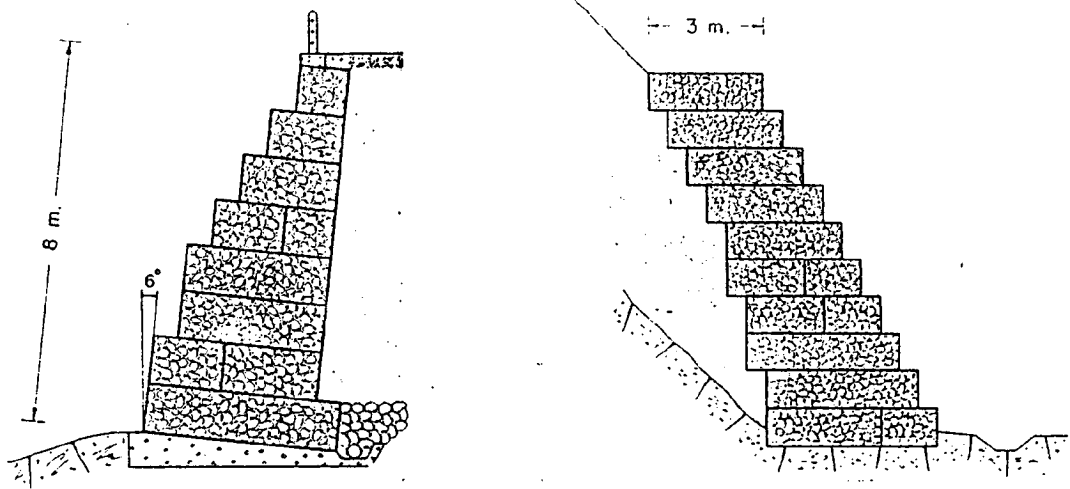


FIG. 8.7. - MUROS DE GAVIONES.

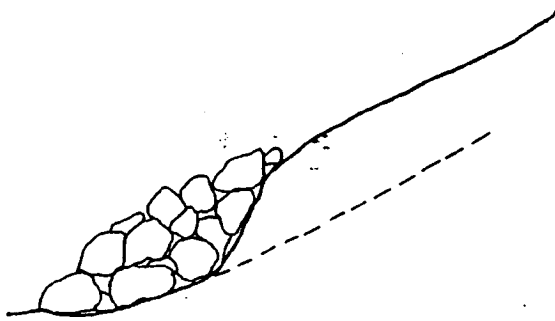


FIG. 8.8. - REPIE DE ESCOLLERA.

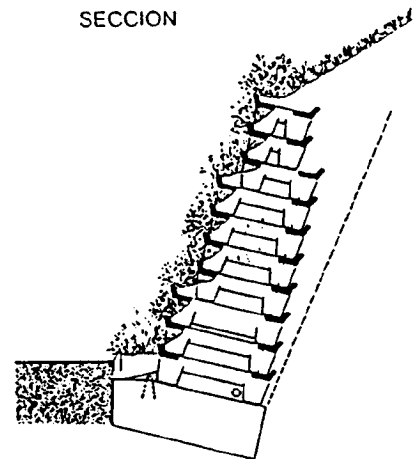
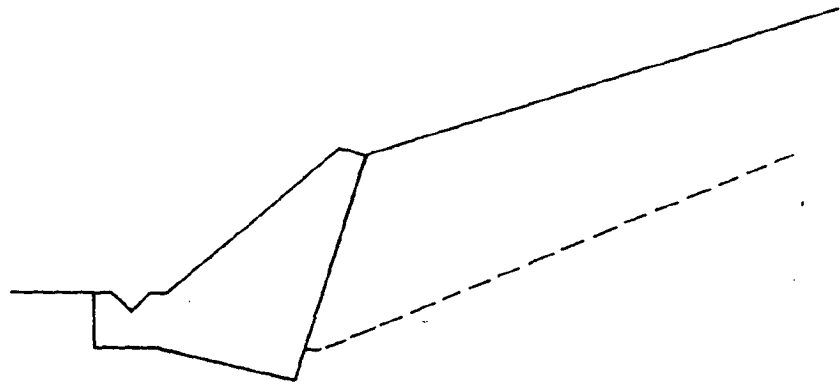
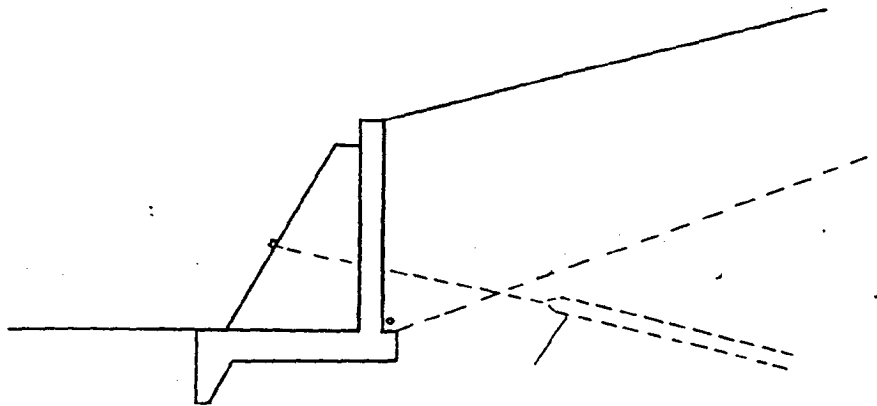


FIG. 8.9. - MURO - CRIBA.

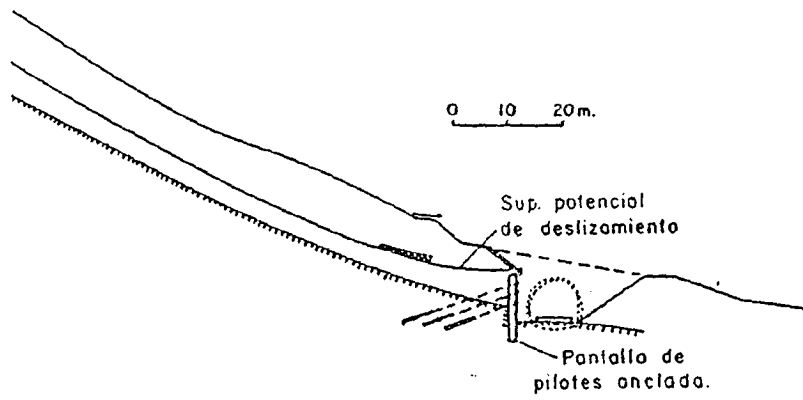


a) Muro de gravedad

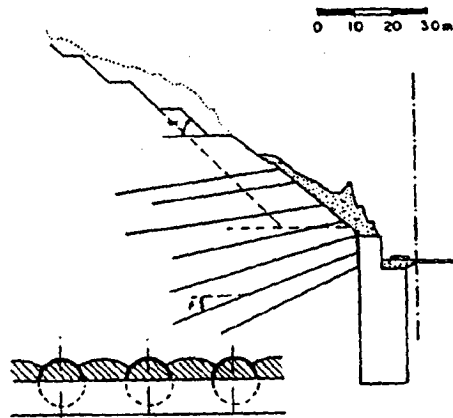


b) Muro de contrafuertes,  
eventualmente anclado.

FIG. 8.10. - MUROS DE CONTENCION DE HORMIGON  
EN MASA O ARMADO.



a) Pantalla de pilotes anclada (Huder y Duerst, 1981)



b) Pozos anclados, de 13 m. de diámetro (Baldovin y Fattore, 1974).

FIG. 8.11. - CONTENCIÓN MEDIANTE PANTALLAS ANCLADAS.



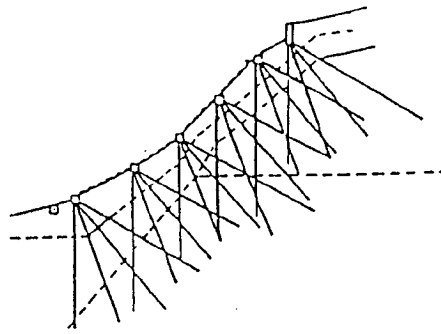
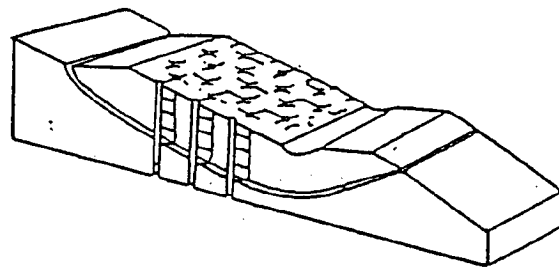
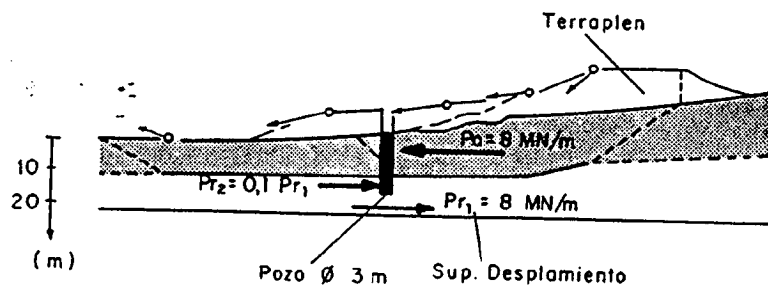


FIG. 8.14. - COSIDO MEDIANTE MICROPILOTES.  
(Cortesía de Fondedile, S.A.)



a) Pilotes (Winter et al. ).



b) Pozos (Sommer, 1979).

FIG. 8.15. - COSIDO MEDIANTE GRANDES PASADORES.

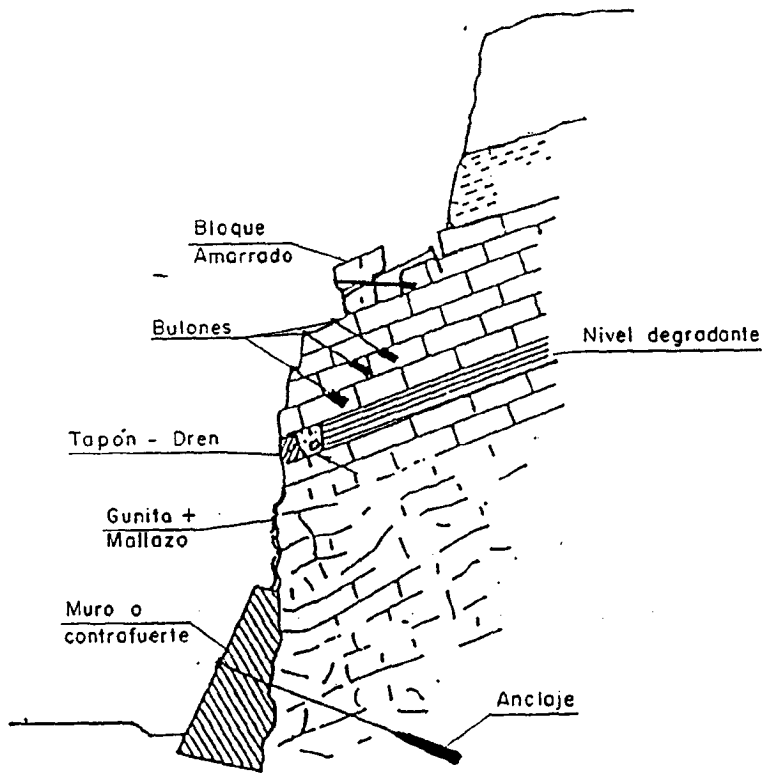


FIG. 8.16. - ESQUEMA RESUMEN DE TRATAMIENTOS SUPERFICIALES EN MACIZOS ROCOSOS (Finlayson y Statham, 1980).

### f) Mejora de la resistencia al corte del terreno

Actuando el nivel de la superficie de deslizamiento se puede mejorar la resistencia al corte del terreno y alcanzar condiciones de seguridad suficientes. Entre los posibles tratamientos puede citarse:

#### *Pasadores de cosido*

Se trata de elementos puntuales que atraviesan verticalmente la masa deslizante y la superficie de deslizamiento empotrándose en el terreno firme subyacente. Fundamentalmente son elementos que trabajan a flexión, con cortantes importantes en la zona de paso de la superficie de deslizamiento, y su rigidez puede ser muy variable en función de la contención a suministrar. Así en algunos casos, es suficiente con la hincada de micropilotes (fig. 8.14) o carriles mientras que en otros hay que recurrir a pilotes de gran diámetro (1,50 a 2 m) o incluso a pozos de 3 a 8 m de diámetro (fig. 16-1.7.15).

#### *Inyecciones*

Es un tratamiento de difícil aplicación, ya que en terrenos saturados puede producir un aumento desfavorable de las presiones intersticiales. Su objetivo es reforzar la zona afectada por la superficie de deslizamiento con un entramado más resistente de material cementado, rellenando huecos en el caso de materiales permeables o abriéndolos por la presión de inyección en la técnica denominada de "claquage".

Actualmente se consiguen resultando muy satisfactorios con la técnica de inyección a alta presión y mezcla con el terreno denominada "jet-grouting", con la que se crean en el terreno columnas o pasadores de suelos reforzados.

#### 16-1.7.2. Tratamiento de taludes rocosos

En muchos casos los tratamientos indicados en el capítulo anterior para los suelos (cambios de geometría, drenaje, contenciones, etc.) son también aplicables a las masas rocosas. Incluso puede decirse que muchas rocas blandas o muy fracturadas tienen un comportamiento en grandes masas bastante próximo al de los suelos, con superficies de rotura poco condicionadas por su estructura. En estos casos, los métodos generales de tratamiento siguen siendo aplicables.

Por el contrario, describiremos en este apartado aquellos tratamientos característicos de las masas rocosas, condicionados por la estructura de éstas y morfológicamente diferentes de los aplicados a los

suelos.

Como tratamientos específicos de los macizos rocosos pueden considerarse los del cuadro siguiente:

Anclaje puntual	Sujeción de bloques o cuñas inestables
Anclaje repartido-Vigas	Apeo de cornisas
Métodos específicos o sin anclaje de macizos rocosos	Contrafuertes - Cm
Gunitado	Protección superficial -
Inyecciones	Tratamientos profundos
Voladuras	

En la fig. 16-1.8.16. se muestra un esquema de algunos de estos tratamientos.

#### 16-1.8. BIBLIOGRAFIA

ALONSO, E. (1986): "Movimientos del terreno. Roturas en suelos. Casos reales". In "Riesgos Nat. en Ing. Civil". Univ. Polyt. Catal. p. 45-97.

AVCI, M. (1978): "Airphoto interpretation of mass movements with special reference to the Spanish Pyrenees, Tremp, Northern Spain". Proc. All, Madrid, Sec. IV. Vol. 2, p 72-81.

AYALA, F.J., APARICIO, V. y SANZ PEREZ, E. (1987): "Análisis del deslizamiento de Inza (Nayarra) de 1714-15". Bol. Geol. y Min. T. XCVIII, p. 404-414.

BALDOVIN, G. y FATTORE, A. (1974): "Example of slope stabilization in marly sandstone flysch". Proc. 3rd. Int. Conf. I.S.R.M., Denver, II-B, p. 759-764.

COROMINAS, J y ALONSO, E. (1988): "Riesgos derivados de la inestabilidad de laderas" Servei Geològic de Catalunya. (En prensa).

COROMINAS, J. et al. (1988): "El comportamiento de las coladas de barro". II Simp. sobre Taludes. Andorra, p. 183-194.

DURAN, J.J. y DEL VAL, J. (1984): "Incidencia de la

disolución kárstica en taludes con materiales hipersolubles. El deslizamiento de Sta. Cruz de Moya (Cuenca)". Mem. VIII Simp. Nac., Madrid, vol. 2, p. 159-172.

FACI, E. et al. (1988): "Estabilización y establecimiento de medidas preventivas en un talud rocoso en Azagra (Navarra)". II Simp. Sobre Taludes, Andorra, p. 485-496.

FINLAYSON, B y STATHAM, I. (1980): "Hillslope analysis". Butterworths.

GARCIA YAGUE, A. (1977): "Informe sobre el proyecto de muros de defensa en Alcalá del Júcar". (Informe no publicado).

HOVLAND, H.J. y WILLOUGHBY, D.F. (1982): "Slide stabilization at the Geysers Power Plant". En "Application of walls to landslide control problems", ASCE, Las Vegas.

HUDER, J. y DUERST, R. (1981): "Safety considerations for cut in unstable slope". Proc. 10th Int. Conf. SMFE, Estocolmo, Vol. 3. p. 431-436.

HUNT, R.E. (1984): "Geotechnical Engineering Investigation Manual", McGraw Hill, New York.

HUTCHINSON, J.N. (1984): "An influence line approach to the stabilization of slopes by cuts and fills". Can. Geot. J. Vol. 21, p 363-370.

LENGLET, J. (1976): "Appareils et méthodes de surveillance des glissements de terrain". Bull. Liais. Lab. Ponts et Ch. N° Espcial III, Vol. 1, p. 166-174.

LLORCA, J. y DELGADO, C. (1988): "Problemática del trazado de una carretera nacional a través de un valle inestable". II Simp. sobre Taludes, Andorra, p. 433-

444.

M.O.P.U., Servicio de Geotecnia: Varios informes no publicados.

RAT, M. (1976): "Drainages". Bull. Liais. Lab. Ponts. et Ch. Número Especial III "Stabilite des Talus". Vol. 2, p. 151-160.

RODRIGUEZ ORTIZ, J.M. et al. (1984): "Slope stabilization in weathered schists and shales by excavation, piles and drainage". IV Int. Symp. Landslides, Toronto, Vol. II, p. 173-178.

RODRIGUEZ ORTIZ, J.M. et al. (1978): "Regional studies on mass movements in Spain". Proc. AIGI, Vol. I, Sec. I, Madrid, p. 272-277.

RODRIGUEZ ORTIZ, J.M. et al. (1987): "El deslizamiento de Los Olivares 8Granada) de Abril de 1986". IGME, Madrid, 57 p.

RODRIGUEZ ORTIZ, J.M. et al. (1988): "El deslizamiento de Pont de Bar (Lérida) de octubre de 1982". II Simp. sobre Taludes, Andorra, p. 693-703.

SERRAT, D. et al. (1985): "Recursos Geológicos i Sol". Hª Nat. dels Països Catalans. Vol. 3, Barcelona, p. 227-252.

SOMMER, H. (1979): "Stabilization of a creeping slope in clay with stiff elements" 7ª Conf. Europea SMFE. Brighton, Vol. 3, p. 269-274.

WINTER, H. et al. (1983): "Stabilization of clay slopes by piles" 8th Europ. Conf. SMFE, Helsinki, p. 545-550.

ZARUBA, O. y MENCL, V. (1982): "Landslides and their control". Elsevier, 2ª Ed.



## CAPITULO 16-II

### RIESGO SISMOTECTONICO

#### 16-II.1. INTRODUCCION

El riesgo sismotectónico incluye a los fenómenos tanto sísmicos como a los tectónicos y sus manifestaciones superficiales: como las rupturas del terreno por fallas activas, creep tectónico, licuefacción y densificación de suelos y los deslizamientos inducidos por terremotos.

Este riesgo es el responsable a nivel mundial del mayor número de víctimas mortales entre todos los desastres naturales, con más de 2,5 millones de muertos en 1900 a 1976, que representan el 58 % sobre el total de víctimas por dichos desastres. La situación en España con respecto a este riesgo es igualmente importante, pues si bien la Península Ibérica no está en una zona de máximo riesgo a nivel global, si ha sido afectada por numerosos terremotos destructivos. Según los datos del Estudio sobre impacto Económico y Social de los Riesgos Geológicos en España (González de Vallejo et al, 1987), las pérdidas económicas en España para los próximos 30 años debidas al riesgo sísmico pueden superar la cifra de 2,68 billones de pesetas, cifra que puede quedar reducida a la mitad si se aplican adecuadas medidas de prevención.

En la figura 16-II.1 se muestra el mapa de Peligrosidad Sísmica. En dicho mapa sólo en las áreas de peligrosidad moderada a altas ( $I_{msk} > VIII$ ) pueden darse sismos con riesgo de afectar a estructuras ferroviarias, dichas áreas están situadas en el Pirineo, en el Levante y Andalucía.

Bajo el punto de vista del riesgo sismotectónico específico a un proyecto o mantenimiento de las instalaciones ferroviarias, los objetivos de los estudios sismotectónicos se centran en los siguientes aspectos:

- 1º Determinaciones de la peligrosidad y el riesgo en términos probabilísticos.
- 2º Comportamiento del terreno ante los sismos previsibles.
- 3º Vulnerabilidad o capacidad de daño de estructuras

fecha de ante determinados sismos.

- 4º Medidas de prevención, diseño o refuerzo de las instalaciones afectadas o vulnerables.

En este trabajo se trata principalmente de las diferentes cuestiones más directamente relacionadas con la sismotectónica y la respuesta dinámica del terreno.

#### 16-II.2. PELIGROSIDAD Y RIESGO SISMOTECTONICO

La peligrosidad se refiere a la probabilidad de ocurrencia o excedencia de un suceso a un determinado nivel, o bien al conjunto de probabilidades de ocurrencia de sucesos sísmicos de diferentes intensidades en un período de tiempo dado (Undro, 1979). Bajo el punto de vista ingenierial, la peligrosidad se define como el mayor terremoto (expresado en magnitud o intensidad) que se espera dentro de un período de retorno determinado (Burton, 1979).

Sin embargo, el riesgo sísmico se define como la probabilidad de que en un tiempo prefijado se produzca un determinado daño o pérdida. Las pérdidas se definen a su vez como el coste de reparación de abandono de la estructura.

Los efectos de un terremoto referidos a su peligrosidad son los siguientes:

- Movimiento vibratorio del terreno
- Fallamiento o rotura superficial del terreno
- Licuefacción
- Compactación
- Desprendimientos
- Tsunamis

Cada uno de estos efectos puede ocasionar pérdidas y por tanto constituir un riesgo. A continuación se expone el procedimiento generalizado para la evaluación del riesgo sismotectónico aplicado al diseño sismo-resistente mediante un diagrama de flujo (Fig. 16-II.2) que establece las etapas a seguir de cara a la evaluación del mismo.

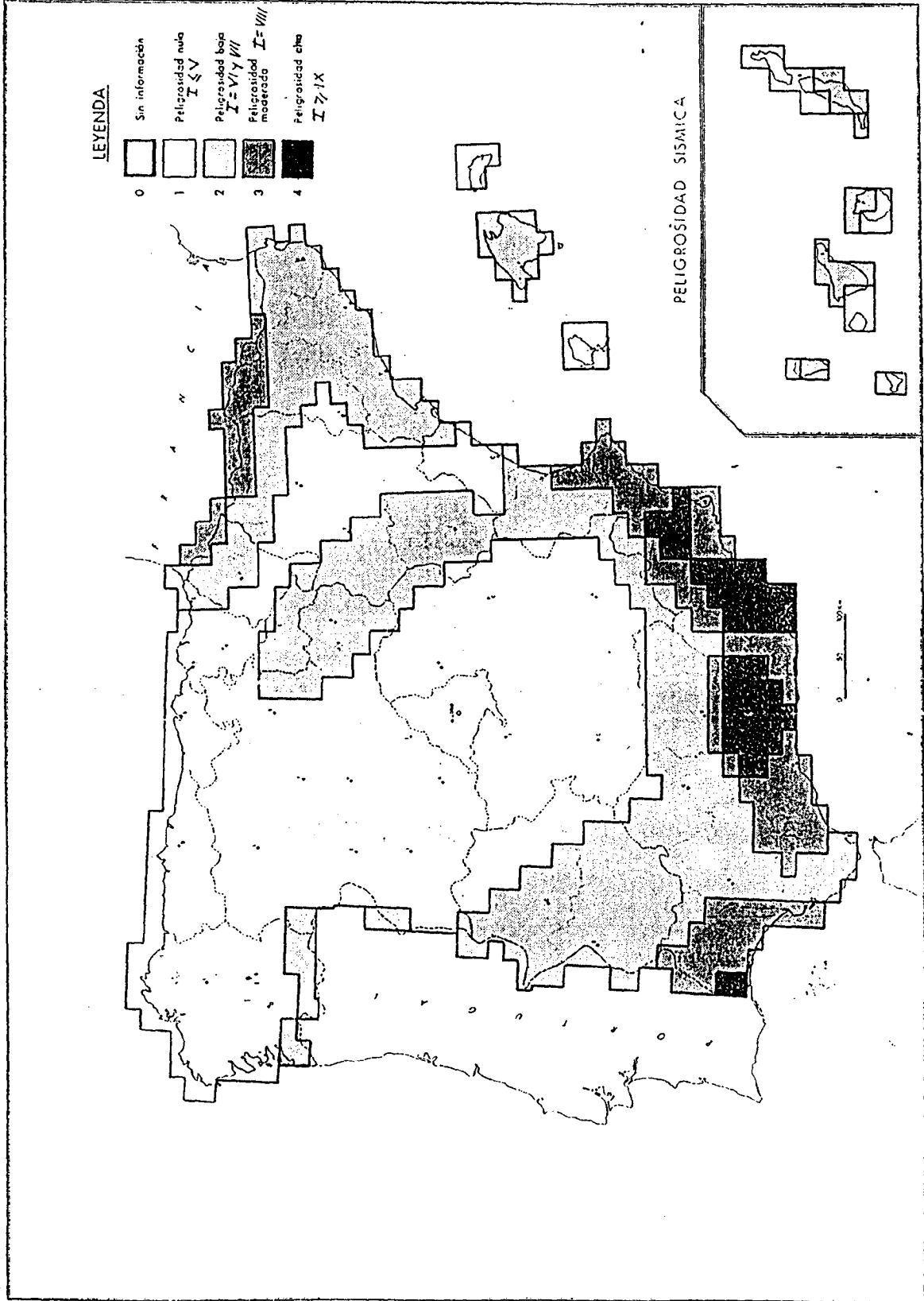


Fig. 16-II.1.- Peligrosidad sísmica (González de Vallejo, et al, 1987)

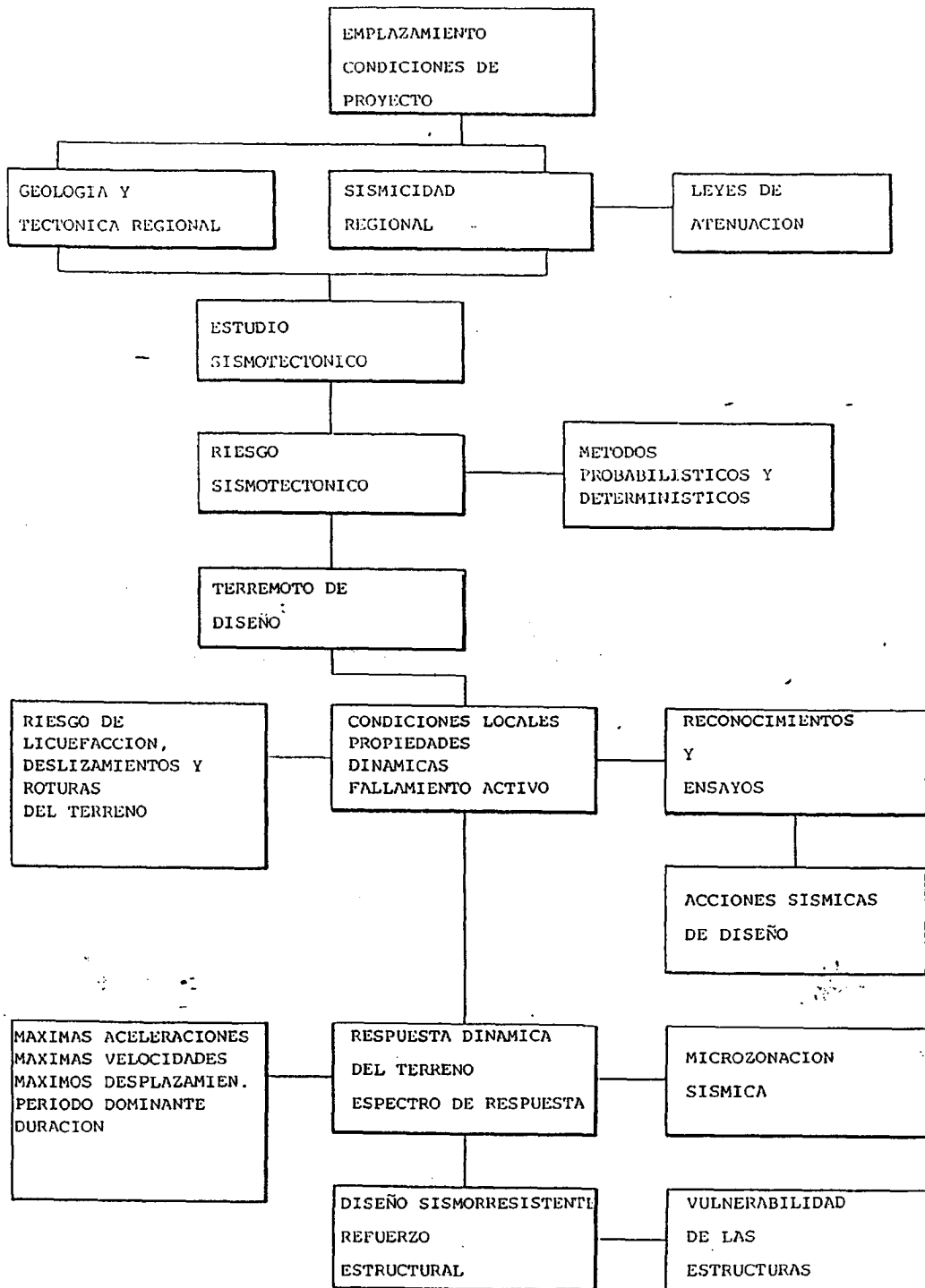


Fig. 16-II.2.- Procedimiento generalizado para la evaluación del riesgo sismotectónico aplicado al diseño sismorresistente.



### 16-II.3. GEOLOGIA Y GEOTECNIA REGIONAL

Los principales estudios a realizar durante la investigación geológica y geotectónica se pueden sintetizar en los siguientes:

- 1.- Identificación de unidades estructurales:
  - Características tectónicas
  - Evolución paleotectónica
  - Evolución neotectónica
  - Modelos geotécnicos
- 2.- Identificación de los principales sistemas de fallas:
  - Características genéticas y geomecánicas
  - Edad y velocidad de la deformación
- 3.- Identificación de fallas activas:
  - Investigación tectónica
  - Dataciones absolutas

#### a.- Investigación Tectónica Regional

A partir de estudios geológicos en especial de cartografía tanto geomorfológica como tectónica, se lleva a cabo la identificación de las estructuras recientes o neotectónicas, así como una discusión de las estructuras regionales más significativas (Tabla 16-II.1).

- Fallas que pueden generar terremotos y posibles fallas con rotura superficial, analizando los parámetros que las caracterizan: longitud, relaciones estructurales, máximo desplazamiento cuaternario, sentido y magnitud del movimiento y edad del último movimiento.
- Areas de posibles movimientos verticales: levantamiento, subsidencia y colapso.
- Pliegues y flexuras principales.
- Areas de actividad volcánica reciente.

En líneas generales se determina la deformación neotectónica, principalmente cuaternaria, llevando a cabo análisis cinemáticos de las estructuras, con la determinación de las direcciones de acortamiento y distensión horizontales.

En los estudios geológicos es necesario llevar a cabo una datación correcta de los movimientos observados, mejor cuanto más determinista sea, bien a

partir de medios clásicos como la paleontología, prehistoria (industria humana), arqueología (evidencias de antiguas culturas), edafología (evolución de los perfiles edáficos), paleomagnetismo o estratigrafía, que implican una cierta relatividad en la cronología; o bien mediante la utilización de métodos absolutos combinados con los anteriores, en especial aquellos que se basan en la desintegración de isotopos inestables:  $^{14}\text{C}$ ,  $^{231}\text{Pa}/^{234}\text{U}$ ,  $^{230}\text{Th}/^{234}\text{U}$ ,  $^{40}\text{K}/^{40}\text{Ar}$ , entre otros.

Actualmente se trabaja en criterios de paleosismicidad, los cuales están basados en el estudio de las deformaciones asociadas a sismos actuales y permiten la identificación de terremotos a partir de las estructuras tectónicas y morfológicas que producen, y que posteriormente fosilizadas por sedimentos han quedado registradas en las series cuaternarias. Estos análisis permiten extender el estado de la actividad sísmica actual para momentos inmediatamente pasados del Cuaternario, así como determinar en una primera aproximación el período de recurrencia de terremotos lo suficientemente destructivos como para quedar impresos en los sedimentos.

#### b.- Geofísica y Geodesia

Se trata básicamente de utilizar los métodos geofísicos de exploración, tanto los que se basan en la toma de medidas de campos naturales (gravimétrico, magnético, tensiones in situ y térmico), como los que utilizan ondas elásticas inducidas para estudiar la estructura del interior de la litosfera (sísmica de reflexión y de refracción).

Estos métodos se utilizan principalmente como un complemento de los datos sismológicos y tectónicos, permiten la localización de estructuras ocultas, así como la prolongación de las estructuras tectónicas (en especial las fallas) en profundidad. Además, se utilizan para determinar la estructura cortical de la región, la estabilidad isostática de los bloques corticales y la influencia en la transmisión de las ondas sísmicas.

Por otra parte, la toma de medidas geodésicas permite localizar las zonas móviles, tanto verticales (levantamiento y hundimiento) como horizontales en la corteza.

#### c.- Investigación de fallas activas

Entre los aspectos previamente citados, la investigación de la actividad actual de las fallas es una de las cuestiones más importantes. Se entiende por *falla*

Tabla 16-II.1.- Estudios tectónicos y técnicas de trabajo

ESTUDIOS	TECNICAS
- Marco geotécnico.	- Cartografía geológica y tectónica.
- Modelos corticales a partir de datos geofísicos.	- Análisis estructural.
- Análisis de mega-estructuras y tendencias tectónicas del basamento	- Teledetección y foto interpretación.
- Tipos de fallas y geometría.	- Geomorfología y geología del Cuaternario.
- Edad y velocidad de deformación.	- Geofísica: gravimetría y sísmica.
- Tensiones residuales y paleocampos tensionales.	- Emisión acústica.
- Evolución geodinámica y modelos tectónicos.	- Medidas de tensiones in situ.

*activa* aquella que se ha deformado en el período geológico reciente, generalmente aceptado en el Holoceno, e incluso en el Cuaternario, según distintos criterios. Otra acepción importante es la denominada falla capaz, en el sentido de capacidad de ser activa, y viene definida por alguna de las siguientes condiciones:

- Deformación de edad cuaternaria.
- En relación estructural a una falla activa.
- Con sismicidad asociada.

Dentro de las fallas activas, o capaces, interesa distinguir las sísmicas y las asísmicas, que bien será por la velocidad de deformación y por su macro o microsismicidad asociada. La principal diferencia entre ambos grupos de fallas es que en las sísmicas las velocidades de deformación pueden ser muy altas en períodos muy cortos de tiempo, mientras que en las asísmicas la velocidad es muy pequeña, dando lugar al creep tectónico. Sin embargo, los efectos que pueden producir sobre el terreno son muy diferentes. Las sísmicas producen macrosismicidad, con roturas superficiales del terreno, deslizamiento, licuefacción de suelos, etc., y las asísmicas el citado creep.

En el concepto de falla activa se admite que en el futuro continuará desplazándose, por ello resulta importante estudiar la evolución tectónica de la falla, determinándose la edad de sus deformaciones más recientes, la velocidad de deformación, su mecanismo y el tipo de sismicidad asociada.

Esta investigación permitirá abordar los estudios prospectivos sobre su evolución futura.

Entre las técnicas más importantes a utilizar están los métodos radiométricos para dataciones absolutas, además de los relativos, paleontológicos, palinológicos, paleomagnéticos, etc.

Las fallas pueden ocasionar alguno de los siguientes efectos:

- Macrosismicidad: movimiento vibratorio del terreno.
- Microsismicidad tectónica.
- Rotura superficial del terreno.
- Efectos indirectos: licuefacción, deslizamientos y tsunamis.

Entre las cuestiones que se plantean sobre la evolución futura de las fallas destacan las siguientes por sus directas implicaciones con el riesgo:

- Cuál va a ser el máximo terremoto capaz de ser generado por la falla activa.
- Zona o lugar de máximo riesgo.
- Cuál va a ser el máximo desplazamiento.
- Cuándo se producirá.

El presente estado del conocimiento aún no permite responder categóricamente a todas estas cuestiones. Sin embargo, un enfoque actual es

mediante métodos empíricos basados en la casuística, y por tanto de dudosa fiabilidad cuando se extrapolan a otras regiones tectónicas, o métodos estadísticos igualmente sujetos a serias limitaciones. Los pasos a seguir son los siguientes:

- 1.- Revisión de la historia sísmica y geológica.
- 2.- Comparación con otras áreas semejantes en donde se disponga de mayor información.
- 3.- Aplicación de modelos estadísticos y probabilísticos.
- 4.- Aplicación de criterios conservadores para el diseño.

Ejemplo:

- ¿Máximo terremoto?

Estará determinado por:

- Tipo de falla: longitud, profundidad.
- Situación geotécnica regional.
- Estado tensional.
- Historia sísmica.

- ¿Lugar de la falla? - Igual al caso anterior además de las propiedades tenso-deformacionales de los materiales.

- ¿Cuándo? - Métodos probabilísticos.

- ¿Máximo salto? - Relaciones empíricas. Algunas de estas relaciones son:

- Salto - magnitud:

$$\begin{aligned} \text{Longitud } D &= 0,57 M_r - 3,39 \\ D &= \text{pies} \\ M &= \text{Richter} \end{aligned}$$

- Salto - longitud:

$$\begin{aligned} \text{Longitud } D &= 0,86 \log L - 0,46 \\ L &= \text{long. millas} \end{aligned}$$

- Momento sísmico - salto:

$$\begin{aligned} M_o &= D. u. A \\ 3 &< M_r < 6 \text{ (U.S.A.)} \\ \log M_o &= 1,7 M_r + 15,1 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} D &= \text{salto en cm} \\ u &= \text{módulo rigidez} = 10^{27} \text{ dinas-cm} \\ A &= \text{área plano falla} \end{aligned}$$

La respuesta más científica la puede aportar la instrumentación microsísmica y la auscultación mecánica, electrónica o geodésica de las fallas.

#### 16-II.4. SISMICIDAD REGIONAL

La sismicidad se considera tanto en el espacio como en el tiempo. Fundamentalmente se trata de localizar y cartografiar el mayor número posible de epicentros de eventos sísmicos, así como cuantificar los parámetros que los caracterizan. Básicamente se trata de analizar los siguientes aspectos:

- Distribución de epicentros de terremotos históricos y de terremotos determinados instrumentalmente.
- Distribución de las profundidades focales.
- Mecanismos focales y distribución de esfuerzos, con el análisis y determinación de los campos tensionales.
- Magnitud.
- Intensidades observadas: efectos destructivos sobre las construcciones humanas y sobre el terreno.
- Aceleraciones del suelo, en especial la máxima horizontal.
- Energía sísmica liberada.
- Recurrencia de terremotos.

La investigación sísmica incluye las siguientes fases de trabajo:

- 1.- Evaluación de parámetros sísmicos.
- 2.- Determinación de las leyes de atenuación.
- 3.- Análisis de la sismicidad periférica.

La evaluación de parámetros sísmicos comprende:

- \* Análisis de datos sísmicos proporcionados por los catálogos y elaboración de mapas de epicentros.
- \* Verificación de datos de sismicidad histórica en particular el error epicentral y el error focal.

Al realizarse un estudio sísmico los problemas

más frecuentes que se pueden encontrar hacen referencia a la selección de datos, completitud de los epicentros, obtención de las leyes de atenuación y elección de una regionalización sísmica adecuada.

Así, algunos de los problemas más frecuentes en la localización del epicentro pueden deberse a la época del terremoto, por ejemplo los sismos posteriores a 1960 tienen buena localización. Los posteriores a 1910 tienen una aceptable localización pero necesitan cierta verificación y los anteriores a 1910, necesitan verificación.

Esta tarea de verificación de epicentros en gran parte es realizada por Centros Sísmológicos Nacionales. Sin embargo, es preciso cerciorarse de que así se ha hecho particularmente en los terremotos de mayor intensidad. Con respecto a las magnitudes ocurre algo semejante. El error es bajo después de 1955. Hasta 1920, las magnitudes se deducen por relaciones empíricas y después de 1920 hasta 1955 la instrumentación es antigua.

#### 16-II.5. LEYES DE ATENUACION

La energía liberada por un terremoto afecta por medio de ondas que se propagan en todas direcciones a partir del hipocentro hasta que se disipan totalmente. En este proceso se generan diversos tipos de ondas (Fig. 16-II.3). Las ondas internas pueden ser compresión (ondas P) y de corte (ondas SH y SV), y que dada su alta frecuencia, de 1 a 10 Hz, son las principales portadoras de energía a distancias cortas del epicentro (inferiores a unos 100 km). Por otro lado, las ondas superficiales (ondas Love y Rayleigh), de frecuencias inferiores a 1 Hz, son las principales portadoras de energía para distancias superiores a los 100 km, debido a la más lenta disipación de energía para las bajas frecuencias.

El cálculo de las leyes de atenuación de la intensidad con la distancia a la zona epicentral puede realizarse de dos formas, bien a partir de los mapas de isosistas lo cual es la práctica generalizada, o bien mediante la resolución de las ecuaciones de la intensidad que se siente en un terremoto:

$$I = 10 - a \log \left[ \sqrt{\frac{A^2 + h^2}{h}} \right] - b \sqrt{A + h} - h$$

donde I es la intensidad que se siente en un terremoto de intensidad máxima (I) y profundidad (h) a una distancia (A). (a) es un coeficiente relacionado con la expansión geométrica del frente de onda y (b) es otro coeficiente relacionado con la absorción anelástica del medio de propagación.

La distribución de energía liberada depende del mecanismo focal del terremoto, así las fallas de dirección y transcurrentes tienden a dar isosistas elipsoidales, mientras que las fallas gravitacionales tienden a dar isosistas circulares. Existen diferentes *distribuciones* a las leyes de atenuación. En la fig. 16-II.4 se muestran varios ejemplos.

#### 16-II.6 ESTUDIOS SISMOTECTONICOS

Los estudios sismotectónicos se refieren a las relaciones entre la sismicidad registrada en una región y su tectónica y constituyen una de las principales etapas en la evaluación del riesgo sísmico.

El principal objetivo de estos estudios es la localización de las áreas sismogénica, con la diferenciación de provincias o regiones sismotectónicas.

Se entiende por provincia sismotectónica aquella región en la que los terremotos pueden ser generados por mecanismos semejantes, bien por criterios tectónicos o por evidencias estadísticas.

La localización de las áreas sismogénicas (áreas cuya sismicidad puede ser atribuida a un mismo mecanismo tectónico) pasa por la determinación de las causas que generan esta actividad sísmica, tanto a nivel tectónico con la localización de las fallas activas o capaces, como a nivel geodinámico.

Estos estudios permiten determinar, por medio de la combinación de criterios sísmicos y geológicos (en especial mediante la interpretación de los mecanismos focales de los terremotos), los estados de esfuerzos actuales, así como el resto de las relaciones existentes entre terremotos y fallas, en particular:

- Tipos de fallas: sísmicas y asísmicas.
- Modelos energéticos de las fallas.
- Relaciones entre el tamaño de la falla, un salto o desplazamiento y el terremoto.

El establecimiento de los modelos sismogénicos para el área considerada, así como la localización de las fallas activas y de los períodos de recurrencia, serán

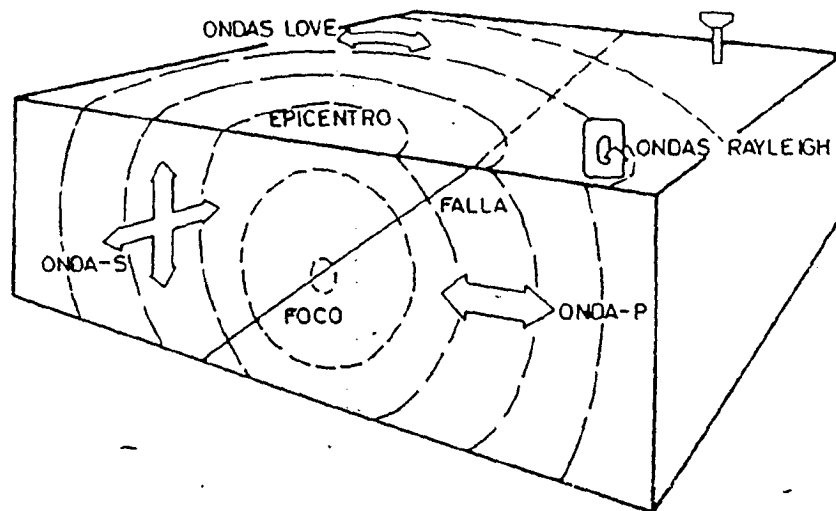


Fig. 16-II.3.- Esquema de generación de ondas sísmicas (Hays et. al, 1975)

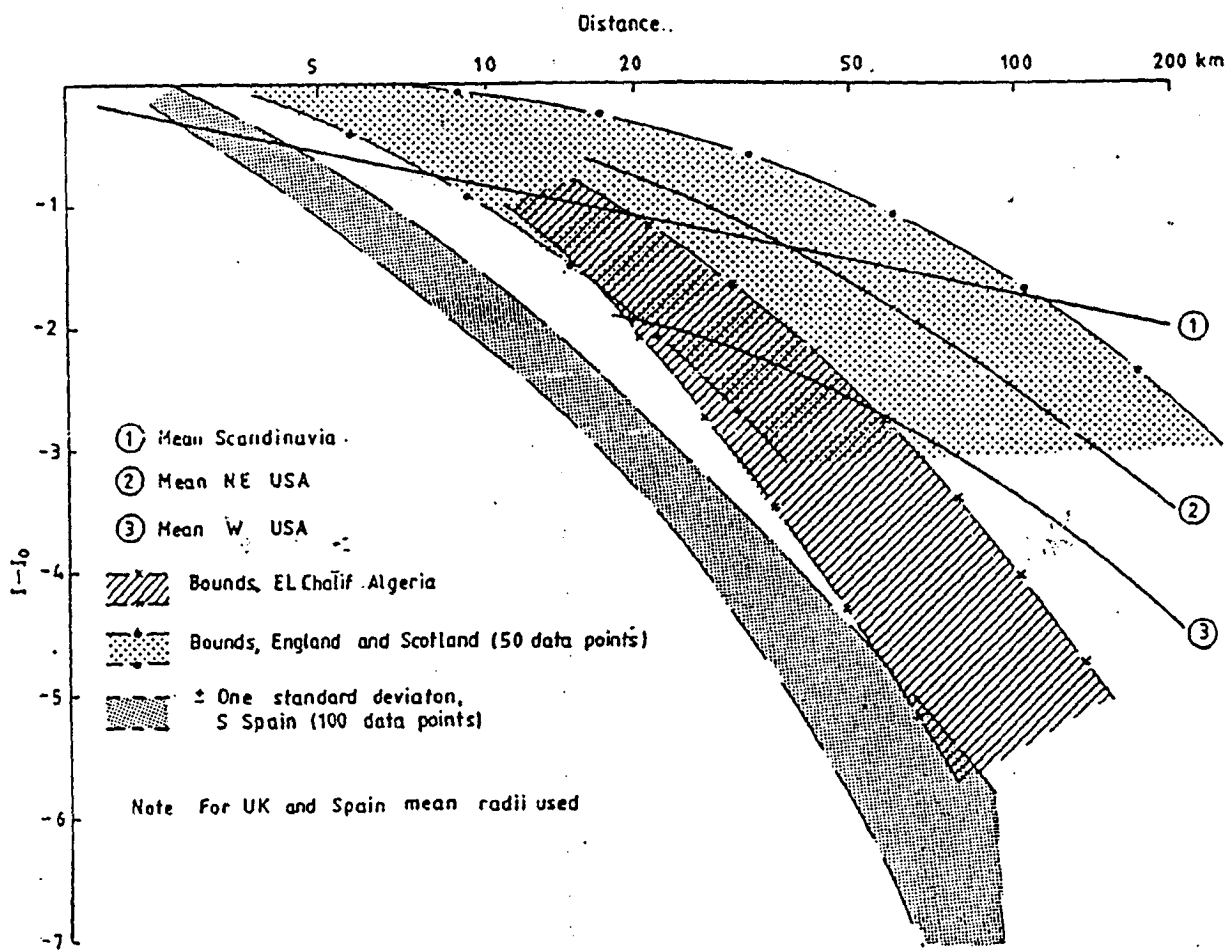


Fig. 16-II.4.- Atenuación de la intensidad regional (Skipp, 1984)

de gran utilidad en los análisis del riesgo sísmico.

El resultado final del estudio sismotectónico ha de ser la realización de un mapa donde queden reflejados de la forma más clara posible todos los datos existentes, tanto geológicos como sísmicos y geofísicos. Un *mapa sismotectónico* debe consistir de una representación cartográfica de los citados datos, relacionados entre sí y referidos a una región dada. Por otra parte debe mostrar, en términos generales, las estructuras tectónicas que están o pueden estar relacionados con la generación de terremotos. Particularmente debe estar enfocado a la identificación de fallas, determinando las asociaciones entre ellas y los terremotos, así como clasificándolas con respecto a su tipo y movilidad. Por otra parte, estos mapas permiten comparar modelos físicos y matemáticos con las observaciones de campo, explicando la distribución espacio - temporal de los terremotos.

En los mapas sismotectónicos deben de quedar reflejados los siguientes aspectos:

- Identificación de regiones sísmicamente activas.
- Identificación de estructuras activas dentro de dichas regiones.
- Modelos tectónicos para las estructuras activas.
- Caracterización de los factores sismogénéticos.
- Identificación de las provincias sismotectónicas.

El procedimiento metodológico para la relación de dichos mapas presenta básicamente tres etapas:

- 1.- Elaboración de modelos particulares con respecto a cada conjunto de datos utilizados.
  - 1.1 Modelos tectónicos a partir de análisis de los datos geológicos: investigación de fracturas, estado tensional e hipótesis tectónicas.
  - 1.2 Modelos sísmicos a partir del análisis de los datos sísmicos: modelos estadísticos de la sismicidad, verificación de parámetros sísmicos y relación entre estos parámetros.
- 2.- Elaboración de los factores tectónicos y sísmicos de la región considerada.
- 3.- Elaboración de los modelos sismotectónicos para cada región y elementos sismogénético y evaluación de la incertidumbre de estos modelos.

## 16-II.7. RIESGO SISMICO

A partir de la investigación y conocimiento sismotectónico de la región considerada, estos estudios tratan de realizar una predicción de los posibles eventos sísmicos para una región determinada mediante la distribución espacial y temporal de la ocurrencia de terremotos.

Básicamente el objeto de estos estudios es determinar la probabilidad de que en una zona dada se alcance una cierta intensidad. Para cada punto se debe proporcionar la probabilidad de que en un tiempo prefijado se produzca un determinado daño, o en el caso de tomar la intensidad como parámetro, se alcance un valor, o en el caso de tomar la intensidad como parámetro se alcance un valor dado de esta. Estimándose la probabilidad de que durante intervalos de tiempo determinados, el valor máximo de la intensidad producida por los terremotos sean iguales o mayores a una dada, cuyo inverso se denomina período de retorno o recurrencia para dicha intensidad: tiempo en el que con una cierta profundidad se espera que suceda una cierta intensidad.

Los objetos de un estudio de este tipo para un área concreta pueden resumirse en los siguientes:

- Identificación de áreas de máximo riesgo y caracterización de los elementos de dichas áreas.
- Peligrosidad sísmica o probabilidad de ocurrencia de una cierta intensidad o movimiento del suelo en un lugar dado, producidos por un terremoto. En una zona sísmica la peligrosidad viene representada por la aceleración, velocidad, desplazamiento e intensidad sentida en dicha zona. Por tanto, a partir de ellas se obtendrán los períodos de retorno para un terremoto de magnitud significativa, y la máxima aceleración del suelo referidas a un nivel de probabilidad determinada.
- Vulnerabilidad o probabilidad de que un cierta estructura sufra un daño apreciable ante la acción de un terremoto.

Para la evaluación de riesgo sísmico se utilizan dos métodos distintos pero complementarios, son los *métodos determinísticos* y *probabilísticos*, ambos requieren del conocimiento previo de las relaciones sísmicas y tectónicas que conducen a la determinación de la intensidad máxima local. Por otra parte, para evaluar estos efectos desde la región epicentral es

necesario corregir los datos mediante las leyes de atenuación con la distancia.

*a.- Evaluación del riesgo sísmico por métodos probabilísticos*

Es frecuente utilizar los métodos de análisis estadísticos en los estudios de sismicidad, dado el elevado número de datos a tratar, así como la gran variedad de propiedades y parámetros que de ella se consideran. En especial se utilizan las leyes de distribución para realizar la formulación de modelos matemáticos de la sismicidad local para cada fuente o región sísmica. Estos métodos permiten estudiar la distribución tanto en el espacio como en el tiempo de la sismicidad, así como relacionar estas distribuciones con los parámetros sísmicos anteriormente mencionados. Particularmente la relación entre frecuencia de terremotos y magnitud es muy utilizada.

La sismicidad se define como la velocidad espacio-temporal de la distribución de terremotos. Su cuantificación se efectúa, generalmente, independizando el análisis temporal y el espacial.

La ocurrencia en el tiempo de los terremotos puede considerarse como un proceso de sucesos puntuales, resultado de la relajación de esfuerzos que actúan de forma continua sobre una región.

El modelo más sencillo desde el punto de vista estadístico del estudio de ocurrencia de terremotos en el tiempo es la distribución de Poisson. Esta distribución considera que los terremotos son sucesos independientes, es decir que la ocurrencia de uno no influye en la ocurrencia del siguiente. Según dicho modelo, se puede llegar a las siguientes expresiones:

$$F(M) = 1 - e^{-\beta M}$$

en donde  $F(M)$  es la probabilidad de un terremoto de magnitud mayor o igual a  $M$  y  $\beta$  es una constante. Según Gutenberg y Richters:

$$\log_{10} (Nc) = a - bM$$

en donde  $Nc$  es el número de eventos por año, y  $a$  y  $b$  son constantes. La  $a$  constante se reconoce como el grado de actividad y viene dada por cada área, o bien el

logaritmo del número de terremotos de magnitud mayor que uno. La constante  $b$  está relacionada con la proporción relativa de terremotos de pequeña y gran magnitud o bien

$$b = B \cdot \log e$$

Estas expresiones a veces se sustituyen por la magnitud en vez de la misma intensidad.

Se ha observado que la distribución de los valores extremos para terremotos pueden ser descritos de acuerdo con la distribución de Gumbel. Existen 3 tipos (I, II y III) que se diferencian en el grado de acotamiento de la función; así, mientras que la I no esté acotada, la II lo está por el lado de los valores mínimos y la III por ambos extremos. Esta última es la que se utiliza en el caso de la intensidad o magnitud.

Los modelos de riesgo probabilísticos han sido descritos por Cornell (1968), Cornell y Vanmarcke (1969) y Davenport (1971). Como criterios generales para la evaluación probabilística de la sismicidad se requiere una muestra estadística adecuada, así como un modelo matemático apropiado y leyes de atenuación aplicables a la región de estudio. Los principales pasos a seguir en este método son los siguientes:

- Determinación de la máxima magnitud/intensidad para cada provincia o fuente sismotectónica por métodos probabilísticos.
- Cálculo de la intensidad en el emplazamiento por medio de leyes de atenuación apropiadas.
- Cálculo de la probabilidad para lo en el emplazamiento.

En las figuras 16-II.5 y 15-II.6 se muestra un ejemplo del proceso a seguir y del resultado de aplicar una distribución de Gumbel.

*b.- Evaluación de riesgo sísmico por métodos deterministas*

Los métodos deterministas precisan de modelos sismotectónicos adecuados. Este método puede tener dos variantes cuyas principales características se resumen seguidamente:

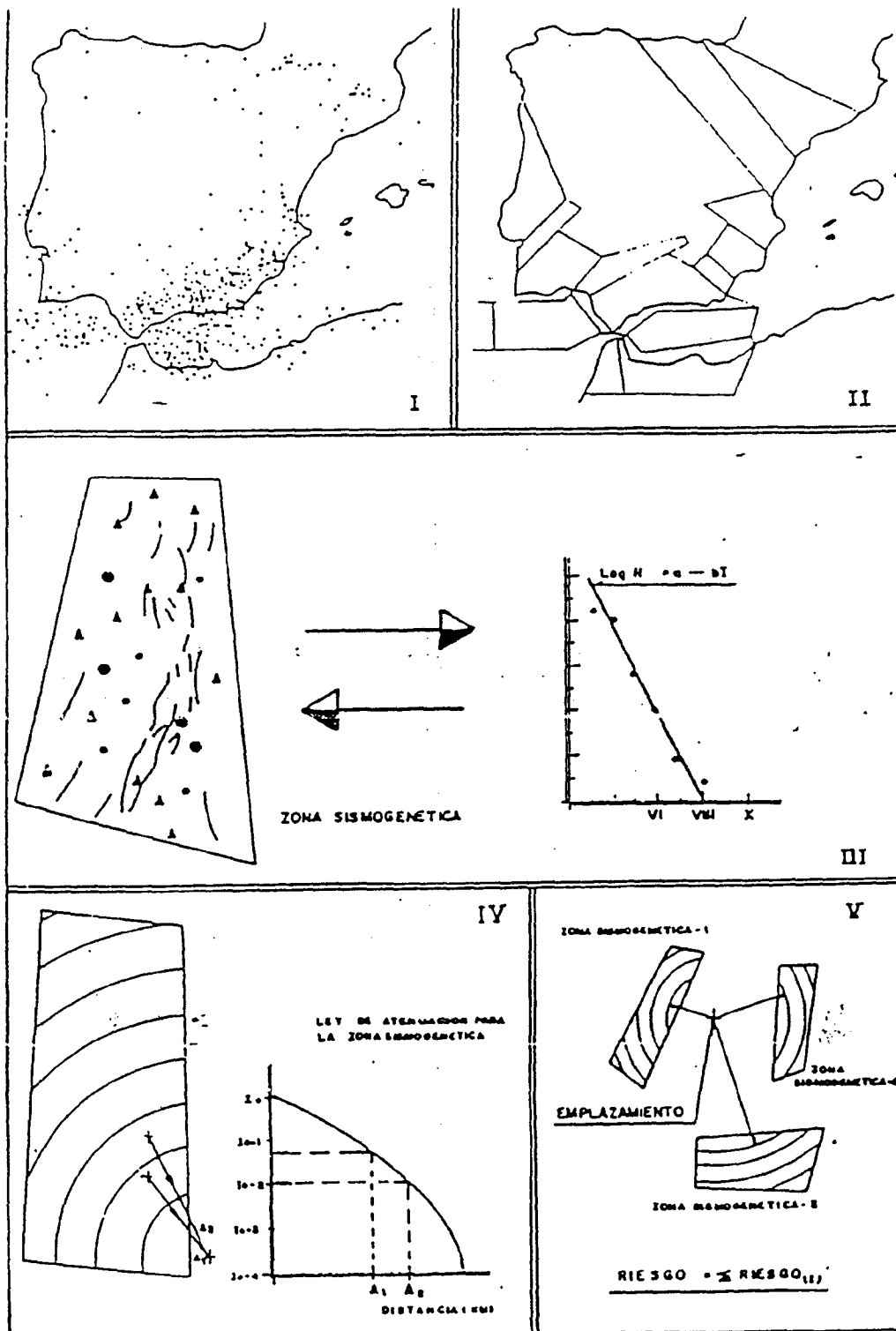


Fig. 16-II.5.- Etapas de cálculo del método probabilista zonificado (Algermissen 1964 modificado por A. Martín, 1983).



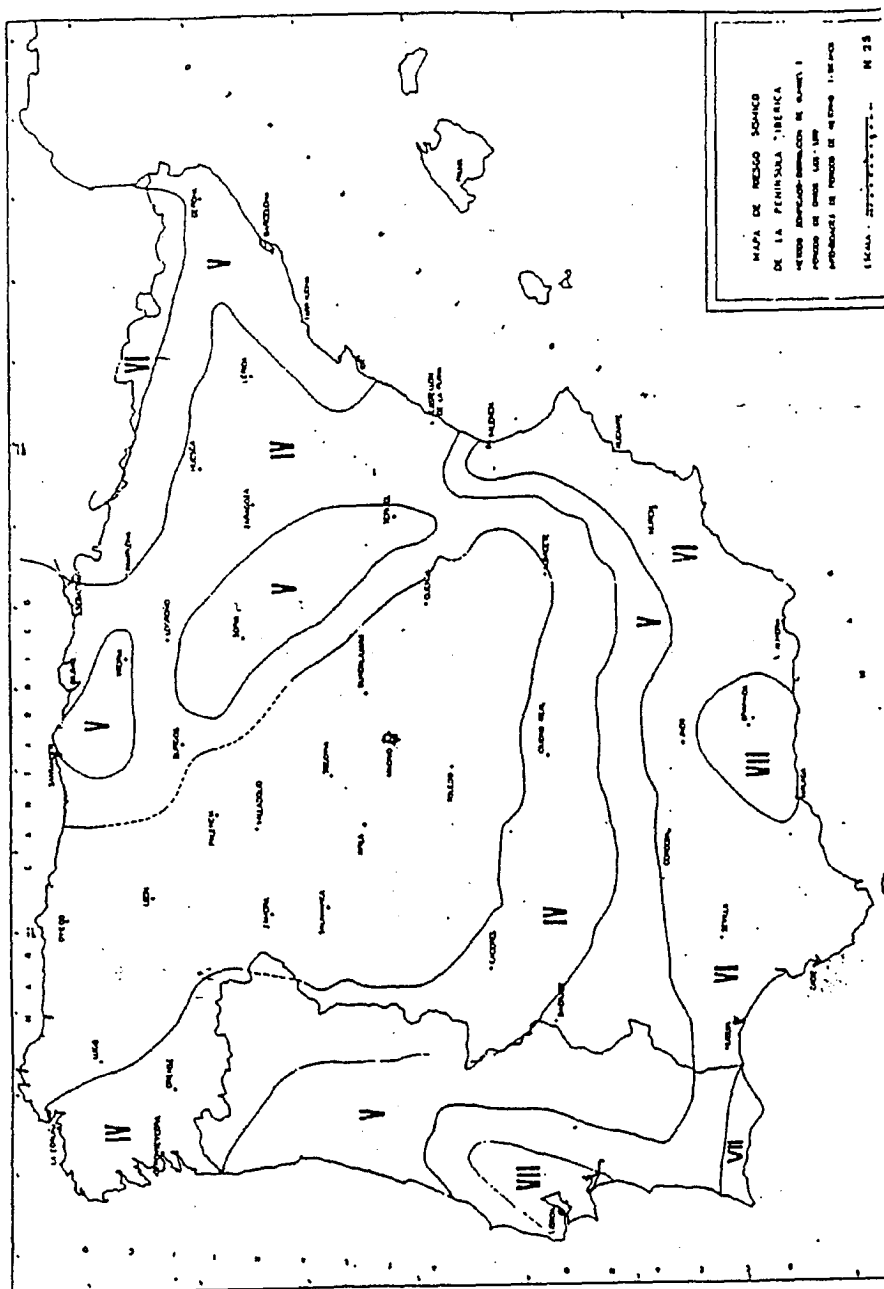


Fig. 16-II.6.- Mapa de riesgo sísmico de la Península Ibérica (A. Martín Martín, 1983).

- \* - Identificación de las provincias sismotectónicas.
  - Identificación del máximo terremoto histórico ocurrido en la provincia y en la que encuentre el emplazamiento objeto de estudio.
  - Asignación de dicho terremoto al emplazamiento.
  - Se supone que las provincias sismotectónicas adyacentes tienen situado su máximo terremoto en el límite más cercano al emplazamiento.
  - Cálculo de la máxima intensidad en el emplazamiento de acuerdo con una ley de atenuación.
- \* - Identificación de los accidentes sismogénicos principales, en particular las fallas, etc.
  - Asignación del máximo terremoto ocurrido en la provincia sismotectónica, a las fallas que han sido clasificadas como activas o sismogénicas.
  - Los efectos en el emplazamiento se calculan según una ley de atenuación.

En los métodos deterministas se incorporan análisis cuasi-estadísticos. Precisan una buena dosis de criterio y experiencia y deben ser complementados con estudios probabilísticos.

El proceso determinista se ha aplicado fundamentalmente para la evaluación del riesgo sísmico en estructuras de gran importancia, tales como centrales nucleares. En éstas se ha desarrollado una metodología específica, que lleva a un valor conservador y que consta de las siguientes cinco etapas:

- \* Determinación de la sismicidad del área que puede afectar al emplazamiento.
- \* Separación de la sismicidad en el punto anterior en dos categorías: con criterios geológicos y sísmicos la relacionada con estructuras geológicas concretas perfectamente localizadas. La restante asociable a provincias sismotectónicas.
- \* Selección del mayor terremoto asociado a cada estructura y/o provincia sismotectónica.
- \* Traslación del terremoto de máxima intensidad de cada estructura o provincia sismotectónica al punto más cercano al emplazamiento en el que se va a determinar el riesgo, y evaluación posterior (mediante curvas de atenuación con la distancia) del valor de la intensidad a que daría lugar en el emplazamiento cada uno de estos terremotos.

Estos implica suponer que los terremotos de intensidad igual a la máxima observada pueden ocurrir en cualquier punto de la estructura o provincia sismotectónica.

- \* Selección del máximo de los valores de intensidad en el emplazamiento, obtenidos en el paso anterior, como indicador del máximo terremoto que puede afectar al mismo.

#### 16-II.8. SELECCION DEL TERREMOTO DEL DISEÑO

Los estudios anteriormente expuestos se refieren a la información necesaria para definir el denominado terremoto de diseño. Las características de este terremoto deben ser utilizadas junto con las condiciones dinámicas del emplazamiento para determinar los criterios de diseño sismorresistente.

Las principales variables que intervienen en la definición del terremoto de diseño son las siguientes:

- Magnitud (o intensidad)
- Período de retorno.
- Distancia al epicentro.
- Profundidad focal.
- Situación de la falla sismogénica.
- Tipología de la falla y máximo desplazamiento debido al sismo.
- Máxima aceleración del terreno.
- Máxima velocidad del terreno.
- Máximo desplazamiento del terreno.
- Duración de la vibración más fuerte.
- Período dominante de la vibración más fuerte.

La información sobre estos aspectos es altamente variable y, en muchos casos, poco fiable y escasa. Ello da lugar a una gran dosis de subjetivismo e interpretación en los datos utilizados. Para los estudios de instalaciones nucleares o radiactivas se ha definido el terremoto SSE (Safe Shutdown Earthquake), o terremoto de parada sin riesgo como el capaz, entre todos los previsible, de producir las máximas aceleraciones en el emplazamiento, o bien aquel cuyo período de retorno sea igual o superior a 10.000 años. Así mismo se define otro terremoto de diseño llamado OBE (Operating Basis Earthquake) o terremoto de cálculo, como aquel cuya probabilidad sea de 100 años.

Adicionalmente puede tenerse en cuenta la vida media de la estructura, o bien el valor con el que se desee proyectar la estructura en términos de su período de retorno, según la siguiente expresión:

$$P = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^v$$

en donde P es la probabilidad de excedencia durante el período de retorno de la estructura (v), y T es el período de retorno del terremoto.

### 16-II.9. ACCIONES SISMICAS DEL DISEÑO

Bajo el punto de vista del diseño sismorresistente interesa conocer las siguientes características del terremoto de diseño:

- Máximos movimientos del terreno: aceleración, velocidad y desplazamiento.
- Duración del terremoto.
- Período predominante.

Estas características dependen de la energía liberada en la falla, de la profundidad focal, y condiciones geométricas, así como de los factores que intervienen en la trayectoria de propagación de ondas, entre los que cabe destacar:

- La disipación de energía entre materiales afectados.
- El amortiguamiento geométrico.
- La topografía del relieve.
- La estructura geológica.
- La transformación de ondas de un determinado tipo en otras diferentes, etc...

Estos efectos pueden ser tenidos en cuenta de manera empírica mediante leyes de atenuación, o relaciones entre la magnitud del terremoto y los parámetros sísmicos, además de otros analíticos (Cuellar et al, 1979). Algunas de las relaciones empíricas más utilizadas son las siguientes:

La máxima aceleración del terreno, tanto horizontales como verticales, han sido evaluadas de forma empírica según diversos autores para determinadas condiciones regionales. En la fig. 16-II.7 se muestra la propuesta por Coulter et al (1974). Otros autores proponen las siguientes expresiones:

- Donovan (USA)

$$a_h = \frac{1080 \times e^{0.5M}}{(R + 25)^{1.32}}$$

- Milne y Davenport

$$a_h = \frac{6,77 \times e^{1,64 M}}{1,1 e^{1,1 M} + R^2}$$

$R = km$  (distancia al hipocentro)

$R = \sqrt{D^2 + h^2}$  ( $D =$  distancia al epicentro y  $h$  la profundidad focal)

$a = cm/seg^2$  ( $g = 981 cm/seg^2$ )

$M =$  Magnitud Richter

La utilización de cualquiera de estas expresiones está sujeta a grandes limitaciones, debidas a su carácter empírico, obtenidas en el Oeste de U.S.A. y referidos a terreno firme para emplazamientos situados a más de 20 km de la falla sismogénica.

Se dispone de otras relaciones empíricas entre la atenuación de la máxima aceleración o entre la magnitud de desplazamiento y periodicidad figuras 16-II.8 y 16-II.9.

La relación entre la aceleración horizontal y vertical suele oscilar entre 2/3 a 1/3, sin tener en cuenta las características particulares de cada emplazamiento. E en el caso de las velocidades la relación velocidad vertical/horizontal oscila entre 0,6 y 0,4, mientras que para los desplazamientos su relación oscila entre 0,9 y 0,5.

La *duración del terremoto* es otro dato de gran importancia en el diseño sismorresistente, en particular cuando las estructuras están apoyadas en suelos. En la fig. 16-II.10 se muestran algunas relaciones empíricas. Para su utilización es preciso tener en cuenta sus limitaciones y criterios con que han sido desarrolladas.

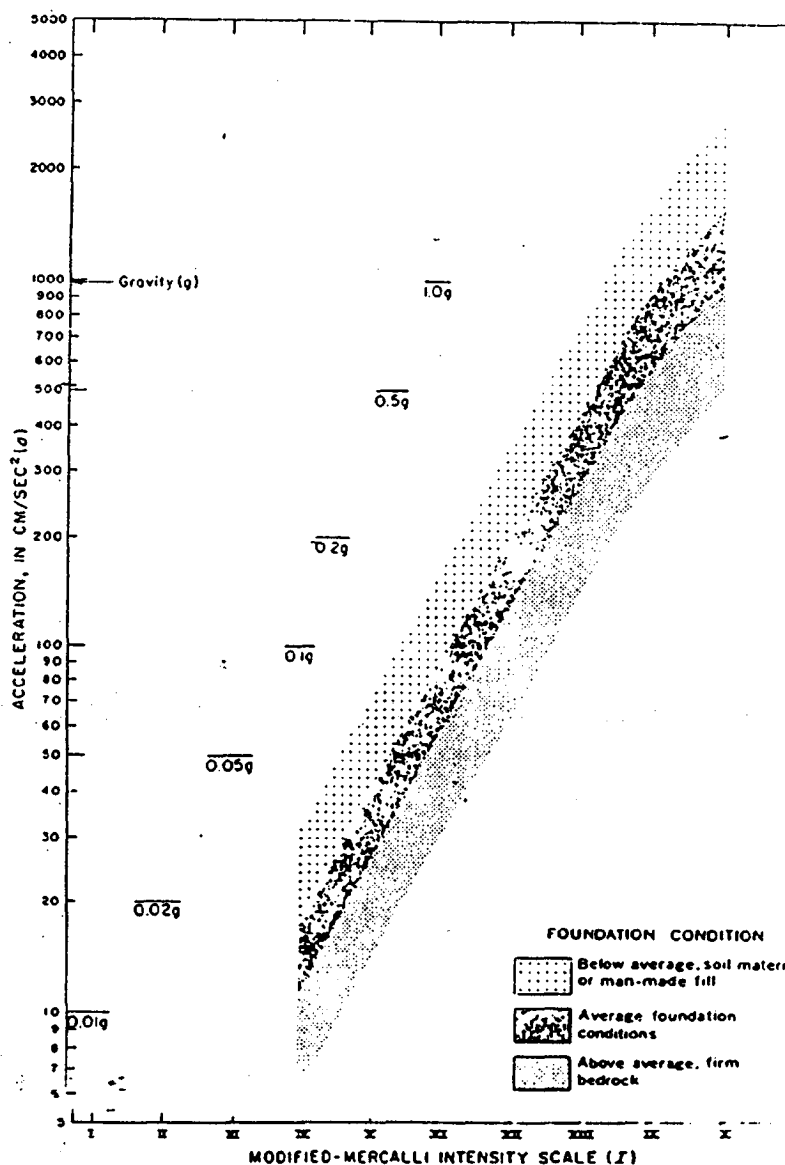


Fig. 16-II.7.- Relación aceleración-intensidad (Coulter et al, 1977).

El *período dominante* de un terremoto es aquel en el cual la aceleración alcanza su valor máximo. Normalmente se obtiene a partir del espectro de respuesta de aceleraciones, teniendo en cuenta la ordenada para la cual se produce el valor de pico. En la Fig. 16-II.11 se muestran algunas de las relaciones empíricas propuestas.

El *acelerograma* de un terremoto permite mediante una integración numérica, calcular la aceleración máxima para un amortiguamiento específico y un período  $T$ . El dibujo de estas aceleraciones máximas en función del período constituye el denominado *espectro de respuesta*. Un ejemplo de estos espectros se muestran en la Fig. 16-II.12.

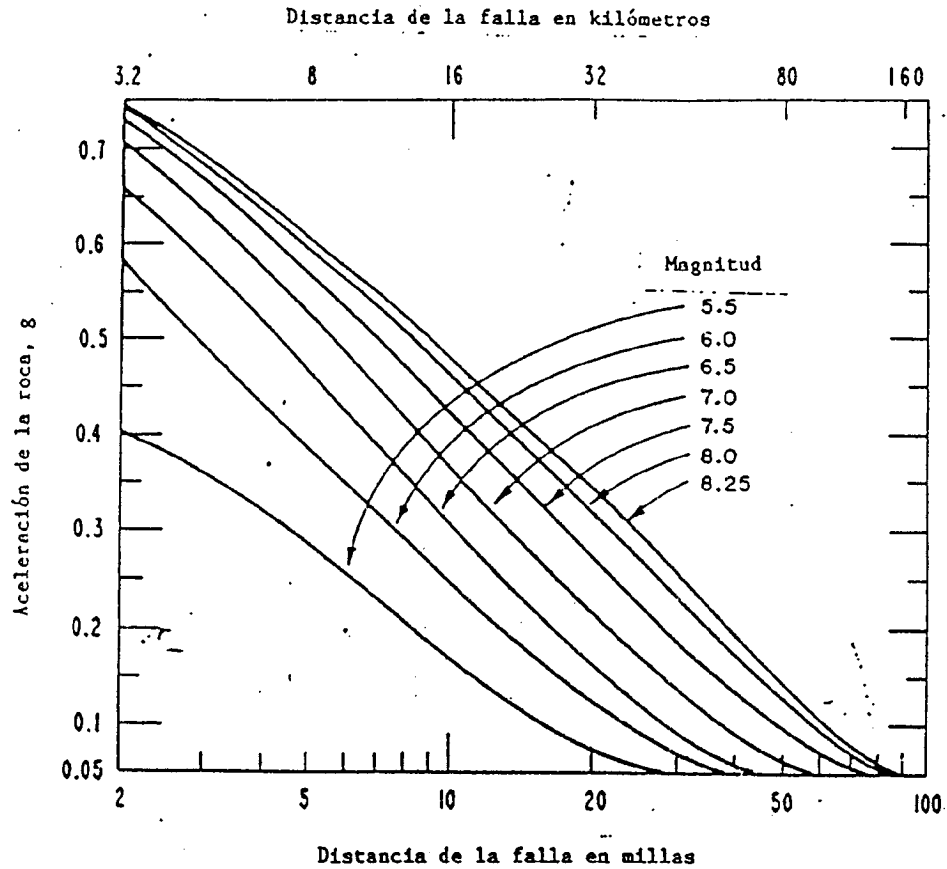


Fig. 16-II.8.- Atenuación de la aceleración máxima en terreno firme, Schnabel y Seed (1973)

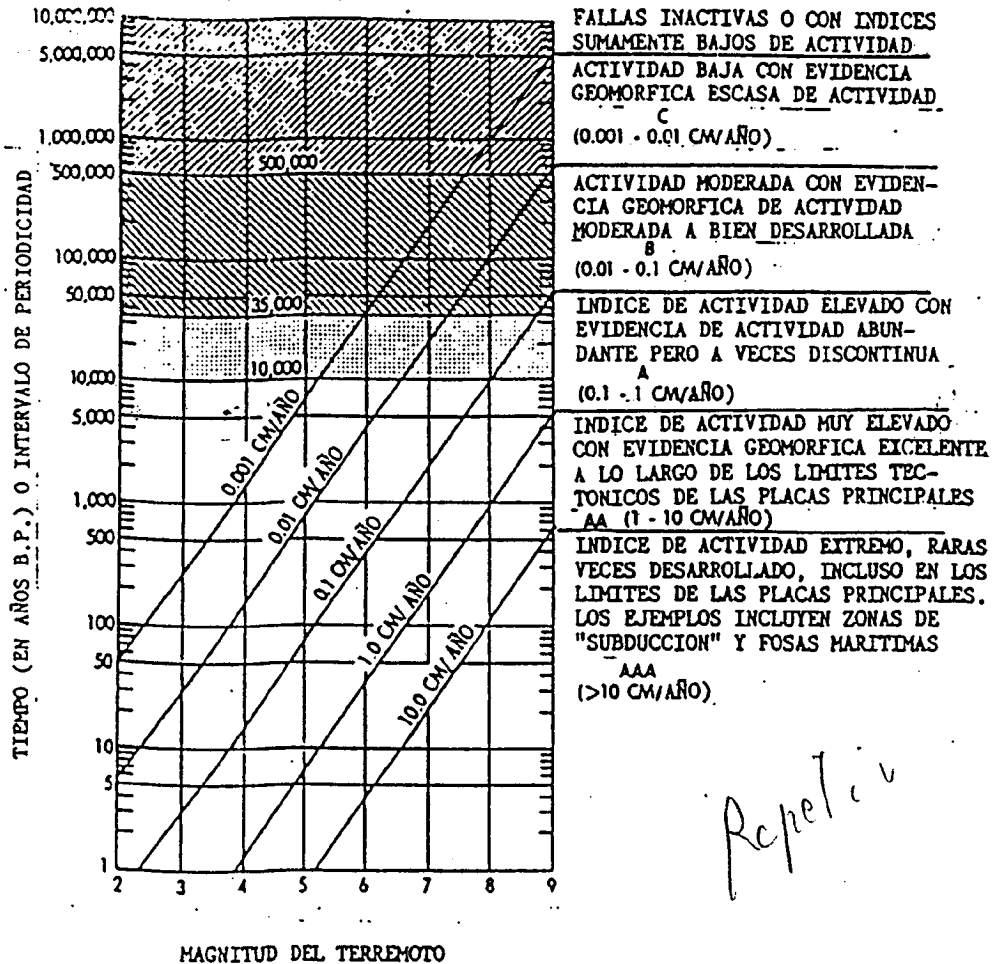
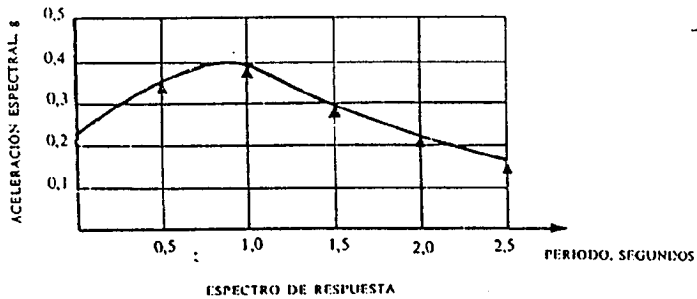
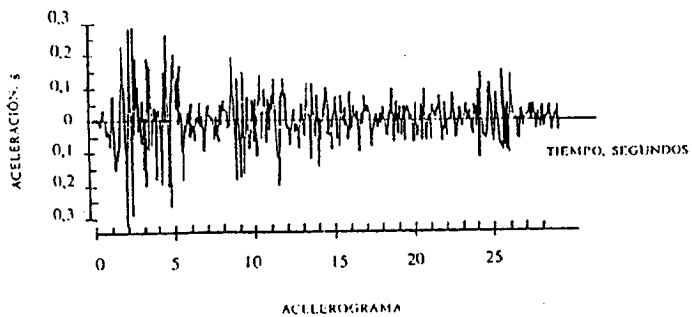


Fig. 16-II.9.- Relación entre la magnitud, desplazamiento y fallas activas (Slemmons, 1977)





ESPECTROS DE DISEÑO

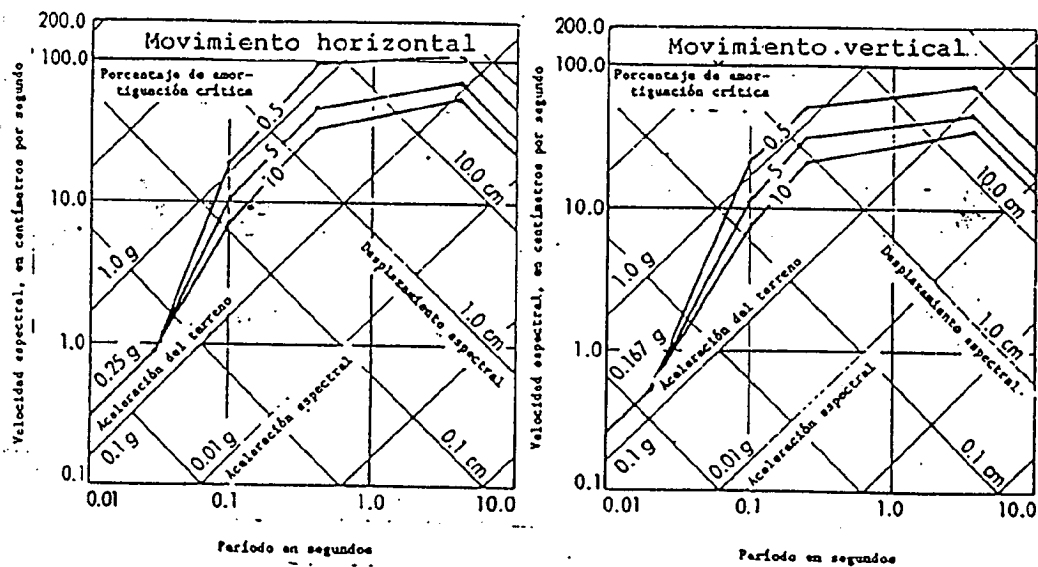


Fig. 16-II.12.- El espectro de respuesta.

### 16-II.10. INFLUENCIA DE LAS CONDICIONES LOCALES

La influencia de determinadas condiciones litológicas, geológicas-estructurales, hidrogeológicas y geomorfológicas, sobre la transmisión de ondas sísmicas, reviste gran importancia en el diseño sismorresistente. Dicha influencia depende de la alteración sufrida en la transmisión de las ondas superficiales al propagarse por distintos medios. Estas ondas pueden sufrir amplificaciones, modificaciones en la velocidad, regresiones, etc., que determinan que el mismo terremoto tenga efectos muy diferentes de un emplazamiento a otro. Los principales factores que deben tenerse en cuenta son los siguientes:

- El tipo y composición litológica de los materiales, en especial de los más superficiales y denominados geotécnicamente como suelos.
- El espesor de sedimentos y batimetría del sustrato rocoso.
- El relieve tanto superficial como el del basamento.
- La presencia de fallas o discontinuidades geológico-estructurales.
- La situación del nivel freático y la piezometría local.
- Las propiedades dinámicas de los suelos.

Estos factores deben ser investigados con detalle por medio de sondeos, geofísica y mapas geotécnico-litológicos. Los efectos de las condiciones locales pueden ser muy importantes pues determinan las roturas superficiales del terremoto, la licuefacción de suelos y los deslizamientos, además del comportamiento específico del terreno en función de sus propiedades dinámicas.

Siguiendo a Dowrick (1977), las condiciones locales que pueden afectar a un emplazamiento son las siguientes (fig. 16-II.13).

- A mayor longitud ( $L_1$  ó  $L_2$ ) de suelos blandos, menor efecto de borde del sustrato rocoso en el espectro de respuesta.
- La profundidad ( $H_1$  ó  $H_2$ ) del sustrato afecta a la respuesta dinámica, de forma que el período de vibración del terreno aumenta con la profundidad.
- El buzamiento de las capas (Cuencas 2 y 3) afecta a las propiedades dinámicas.
- Cambios en los tipos de suelos (F y G).

- La topografía tanto del sustrato como de los suelos influye significativamente, particularmente en las zonas escarpadas en donde se puede producir una amplificación.
- El contenido de humedad, las presiones intersticiales y la situación del nivel freático.

El ejemplo de estos aspectos se muestra en las figuras 16-II.14 y 16-II.15.

La investigación de las citadas condiciones locales y sus propuestas se suelen llevar a cabo mediante campañas de reconocimientos que incluyen sondeos, ensayos in situ, geofísica y ensayos de laboratorio. Un resumen de los tipos de ensayos más característicos y las propiedades dinámicas se incluye en la Tabla 16-II.2.

#### a.- Riesgo de licuefacción

El fenómeno de la licuefacción se da cuando determinados suelos ante cargas dinámicas -un sismo- desarrollan grandes presiones intersticiales de forma rápida -sin drenaje- que dan lugar a una pérdida de resistencia al corte llegando a la rotura del suelo que se comporta como si fuera un líquido. Este fenómeno provoca la pérdida de capacidad portante de cimentaciones sobre arenas, rotura de taludes o deslizamientos.

Los suelos susceptibles de perder gran parte de su resistencia ante sollicitaciones dinámicas predominan entre las arenas flojas saturadas y las arcillas sensitivas. En general los suelos potencialmente licuefactables podrán encontrarse entre los siguientes grupos:

- Arenas finas y flojas.
- Arenas mal graduadas.
- Arenas y limos mal graduadas.

Otra de las condiciones necesarias para que tenga lugar la licuefacción es que el nivel freático esté alto, es decir, cerca de la superficie, y que el grado de compactación sea bajo, del orden de un SPT inferior a 20 grados.

Los métodos empíricos de evaluación del riesgo de licuefacción aportan una respuesta a si existe o no dicho riesgo, pero no tienen en cuenta la incertidumbre asociada a las acciones sísmicas en el emplazamiento (Blazquez, 1981). Para tener en cuenta dicha incertidumbre hay que utilizar métodos probabilísticos. Estos los métodos empíricos destacan los basados en el SPT: Seed e Idriss (1971) y de Yegian y Whitman (1978).



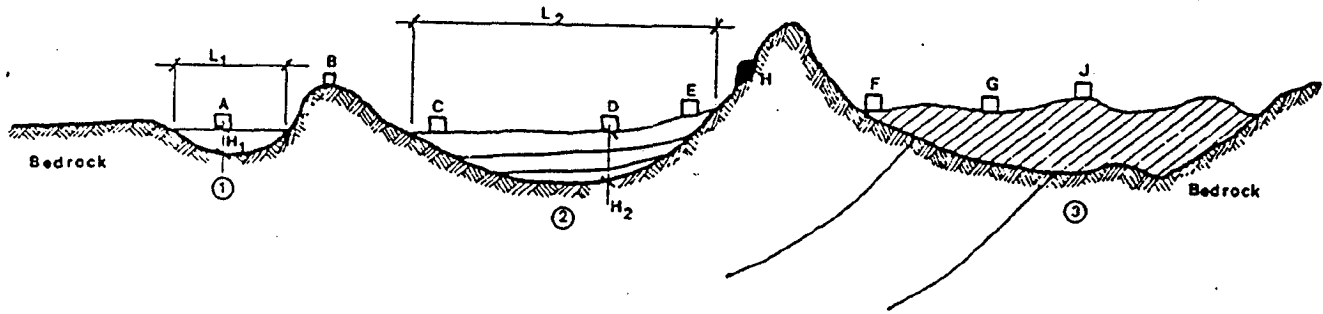


Fig. 16-II.13.- Diagrama esquemático mostrando la influencia de las condiciones locales.

Tabla 16-II.2.- Principales factores dinámicos de los suelos y tipos de ensayos apropiados para su evaluación.

FACTORES DINAMICOS		ENSAYOS DE CAMPO	ENSAYOS DE LABORATORIO
Densificación de arenas.		Resistencia a la penetración.	Densidad relativa.
Licuefacción.		Resistencia a la penetración. Nivel freático.	Densidad relativa. Granulometría.
Parámetros dinámicos.	Módulo de rigidez	Velocidad de Corte.	Columna de resonancia o ciclo, triaxial.
	Amortiguamiento		Columna de resonancia o ciclo, triaxial.
	Densidad		Densidad.
	Período dominante del suelo. Ensayo de vibración.		

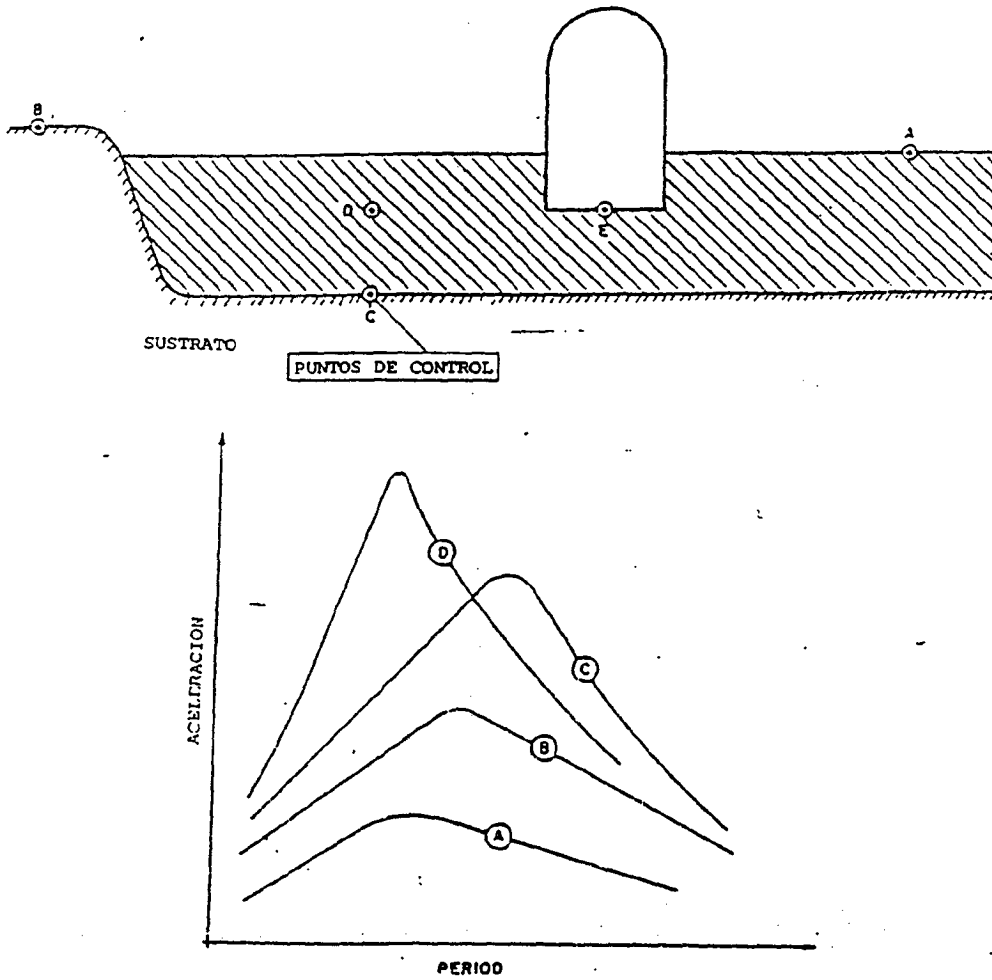


Fig. 16-II.14.- Diferentes espectros de respuesta en función del punto de control.

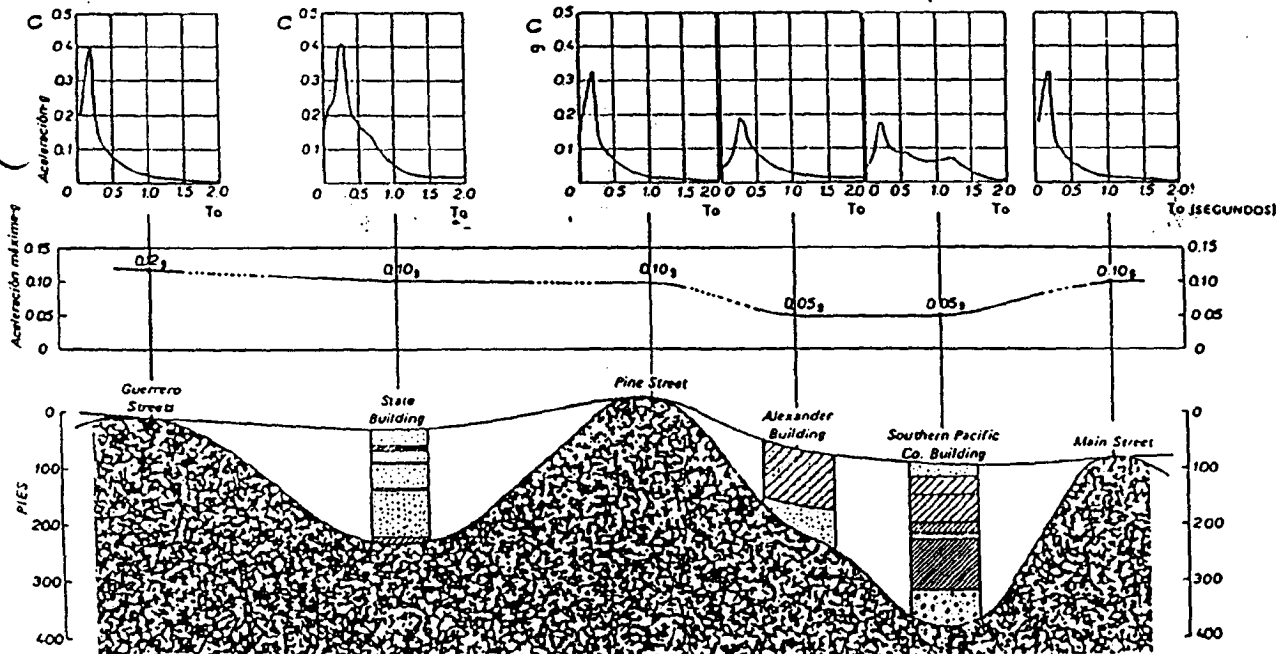


Fig. 16-II.15.- Espectros de respuestas en relación al tipo de sedimentos y sustratos. Terremoto de S. Francisco de 1906.

#### 16-II.11. CONSIDERACIONES SISMOTECTONICAS PARA EL DISEÑO SISMORRESISTENTE.

Las estructuras más vulnerables bajo el punto de vista sismotectónico en vías de comunicación suelen ser los puentes y demás obras de fábrica, los erraplenes y trincheras y los túneles. Sin entrar en consideraciones específicas propias del proyecto, se considera conveniente tener en cuenta los siguientes aspectos generales para cada tipo de estructura:

Los *puentes* se caracterizan por tener una masa concentrada en la parte superior (péndulo invertido) y hasta la formación de una sola articulación plástica en uno de sus pilares para producirse el colapso (Newmark 1977), siendo decisiva la influencia de las fuerzas gravitacionales. En el diseño tiene una gran importancia los momentos flectores horizontales y la torsión.

Durante un sismo los puentes tienden a sufrir movimientos diferenciales en sus apoyos debido generalmente, a que dichos apoyos se sitúan en terrenos de distintos comportamiento geotécnico. Por tanto, aún en puentes cortos, los estribos muestran la tendencia a moverse diferencialmente.

Puntos críticos a tener en cuenta son:

La presencia de fallas activas que dan lugar a desplazamiento.

La licuefacción y el colapso en los apoyos de la cimentación.

Particular atención debe prestarse a las cimentaciones por pilotes dada su baja capacidad para absorber esfuerzos horizontales.

Los muros en general y demás estructuras de contención son igualmente sensibles ante sismos dada la importancia de la interacción suelo-estructura, así como el comportamiento dinámico del terreno de apoyo. Los tipos de daños más frecuentes son por inclinación del muro, o por deslizamiento de su apoyo. En el proyecto se deberá tener en cuenta lo discutido sobre las influencias de las condiciones locales y las propiedades dinámicas de los suelos. Los fenómenos más frecuentes de rotura se deben a deslizamientos del terreno, licuefacción y colapsos.

Los *túneles* han sido considerados, en general, como más seguros que otras estructuras situadas en superficie ante los efectos de los terremotos. A pesar de ello, determinados sismos de gran intensidad han ocasionado daños e incluso el colapso. Según Dowling

(1977), los principales daños observados en los túneles son los siguientes:

- Roturas con desplazamiento lateral.
- Distorsión general de la alineación del túnel.
- Deformación localizada.
- Caída de rocas.
- Colapsos.

De todos estos daños, los causados por las fallas activas son los más importantes. La identificación y localización previa a la construcción de dichas fallas es la medida más eficaz, debiéndose reconsiderar el trazado. Otros de los factores geológicos que puede producir mayores daños son las roturas del terreno debidas a la inestabilidad en las boquillas. Los fenómenos más comunes son la licuefacción y los deslizamientos.

Como criterio empírico de diseño puede considerarse que para aceleraciones horizontales superiores a 0,2 g se pueden producir daños estructurales. En términos de intensidad a partir de intensidades VIII, puede haber daños en el interior de los túneles. Con respecto al cruce de fallas activas que sufran desplazamientos durante el sismo, los daños pueden ser inestables siendo ineficaces las medidas de sostenimiento.

#### 16-II.12. BIBLIOGRAFIA

- Bazquez, R. 1981. Licuefacción de suelos. Bol. Soc. Esp. Mec. Suelo y Cimentaciones n° 51.
- Cornell, C.A. 1968. Engineering seismic risk analysis. Bull. Beism. Soc. Americana. Vol. 58, n° 5. 1583-1606.
- Cornell, C.A. y Vanmarcke, E.T. 1969. The major influences in seismic risk. Proc. 4th World Conf. Earth. Eng. Santiago, Chile.
- Cuellar, V., Blazquez, R. y Olalla, C. 1979. Determinación de las acciones sísmicas de diseño en influencia del terreno en sus características. Bol. Soc. Esp. Mec. Suelo 42, 3-25.
- Davenport, A.G. 1972. A stadistical relationship between shok amplitude magnitude and epicentral distances. Rep. BLWT, 4-72, Univ. Ontario.
- Donovan, N.C. 1973. A stadistical evaluation of strong motion data including S. Fernando Earthquake. Por. 5th World Warth. Conf. Roma.

- Dowrich, D.J. 1977. Earthquake resistant design. Ed. Wiley.
- González de Vallejo, L. 1980. Fallas activas y sus implicaciones en la ingeniería. Bol. Soc. Geológica de Perú.
- González de Vallejo, L. 1980. A general procedure for seismotectonic mapping for engineering purposes. Bull. Inter. Asoc. Engineering Geology, 21 (118 - 121).
- González de Vallejo, L., Capote, R. y Carbo, A. 1982. Sismotectónica y riesgo sísmico. GEOTMA. Monografía nº 11, Geología y Medio Ambiente.
- González de Vallejo, L. 1984. Zonas de inestabilidad geológica y sus incidencias en la ingeniería. I Congreso Español de Geología. Segovia. Ponencias.
- González de Vallejo, L. et al 1987. Impacto económico y social de los riesgos geológicos en España. ITGE. Serie Geología Ambiental.
- IGME, 1983. Mapa sismotectónico de Granada.
- Lomnitz, C. 1974. Global tectonic and seismic risk. *Elsevier*.
- Lomnitz, C. y Rosemblyuth, 1976. Seismic risk and engineering decisions. *Elsevier*.
- Martín Martín, A.J. 1983. Riesgo sísmico en la Península Ibérica. Tesis Doctoral. Univ. Politécnica. Madrid. 452. pp.
- Martín Martín, A.J. 1986. Consideraciones del fenómeno sísmico en la ordenación del territorio. 1ª Jornada de Estudio del Fenómeno Sísmico y su incidencia en la Ordenación del Territorio. Murcia.
- Newmark, N.M. and Rosemblyuth, E. 1976. Fundamentos de Ingeniería Sísmica. Ed. *Diana*, 680 pp.
- Richter, C.F. 1958. Elementary seismology. Ed. *Freeman*.
- Seed, H.B. and Idriss, I.M. 1971. Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potencial. J.L. Soil Mech. and Foundation Div. ASCE, Vol. 97. nº SM9, 1249-1273.
- Skipp, B.O. 1984. Seismic hazard in gress pit mining. Trans. Inst. of Mining and Met. Sect. A (A180). Vol. 93.
- UNESCO, 1980. Terremotos, evaluación y mitigación de su peligrosidad. Ed. *Blume*
- UNDRO (NACIONES UNIDAS). 1978. Prevención y mitigación de desastres. Aspectos sismológicos. Volúmen 3, 125 pp.
- Yegian, M.K. and Whitman, R.V. 1978. Risk analysis for ground failure by liquefaction. JI. Geotech. Eng. Div. Vol. 104, nº GT7. 921-938.

## CAPITULO 16-III

### RIESGO VOLCANICO

#### 16-III.1. INTRODUCCION

Las áreas volcánicas activas, es decir las zonas más o menos amplias donde puede producirse una erupción, son bien conocidas. Dentro de cada una de estas zonas, hay uno o varios edificios volcánicos de gran envergadura, en los que se concentran los mayores posibilidades de que se desencadene una crisis eruptiva. Se trata de volcanes poligenéticos, formados por la periódica repetición de erupciones en el mismo punto. Otro tipo de volcanes (monogenéticos) corresponde a un proceso eruptivo unitario que no se ha vuelto a repetir en el mismo punto, aunque la tasa eruptiva sea alta a lo largo de las fracturas sobre las que tales volcanes suelen estar alineados.

La duración o intensidad de las erupciones es relativamente baja en los volcanes monogenéticos, sin embargo la imprecisión de su localización -a los efectos de su prevención- es mucho mayor que en los grandes estratovolcanes cuya actividad se limita la cráter sumital, y bocas adventicias alimentadas generalmente por el mismo conducto central.

Las fracturas que alimentan los volcanes monogenéticos son muy profundas y permiten la rápida salida de magmas basálticos, muy fluidos y con baja concentración de volátiles. Esto hace que sus erupciones sean relativamente tranquilas y poco explosivas, aunque las coladas pueden alcanzar grandes distancias si la topografía sobre la que discurren lo favorece. Este mismo régimen "efusivo" es típico de otros volcanes poligenéticos que mantienen una alimentación prácticamente constante de magmas básicos profundos, como ocurre en la isla de Hawai.

La mayoría de los estratovolcanes suele alimentarse desde una cámara poco profunda en la que los magmas se detienen temporalmente y evolucionan hasta convertirse en fundidos de composición más ácida, viscosos y con una alta concentración de volátiles. Este último factor puede provocar una fuerte explosividad en las erupciones, mientras que el material lávico que se derrama en superficie apenas se aleja de las bocas eruptivas, siendo frecuente su acumulación en

grandes domos, que a su vez pueden desplomarse al alcanzar unas dimensiones críticas o explosionar condicionados por la solubilidad de los volátiles.

La gran diferencia en la peligrosidad de las erupciones efusivas y explosivas no reside en la cantidad de energía liberada, sino en el tiempo que tarda en liberarse esta energía, que dependerá a su vez de la forma en que se libera. Así, una colada basáltica puede liberar una alta cantidad de energía (térmica), mientras se enfría lentamente. A su vez, en las rápidas y violentas fases iniciales de una explosión volcánica, se puede liberar rápidamente una energía (cinética) comprendida entre  $10^{15}$  y  $10^{19}$  Julios, que es del orden de la energía liberada en terremotos de magnitud 6,5-8,5. Por otra parte, la explosividad de una erupción puede incrementarse considerablemente por la violenta vaporización de agua externa (superficial o subterránea) que interacciona con el magma durante su ascenso.

Las nubes ardientes generadas en un episodio explosivo, constituyen el mayor peligro de las erupciones, cuando se desplazan horizontalmente a ras del suelo, constituyendo una suspensión de fragmentos líquidos de magma, en una fase gaseosa continua, que adquiere velocidades superiores a los 100 km/h. Estas nubes rasantes se originan por explosiones direccionales, o por la expansión lateral en la base de la columna eruptiva o, más frecuentemente, cuando la columna vertical colapsa y se desploma al intervenir corrientes de convección o descender la presión o el caudal en su base.

Asociando la peligrosidad de los volcanes a los materiales arrojados en la erupción, tendríamos que referirnos a los flujos lávicos o coladas en las erupciones efusivas y a los piroclastos en las explosivas (Figs. 16-III.1 y 16-III.2). Asimismo, las emanaciones gaseosas constituyen otro elemento de peligro, incluso en períodos no paroximales.

Finalmente hay que tener en cuenta otras consecuencias dañinas, indirectas, aunque inducidas por la actividad eruptiva: sismos volcánicos, maremotos, tormentas, lahares, desbordamiento de cauces fluviales



Fig. 16-III.1.- Instalaciones turísticas destruidas por una colada en las faldas del Etna. Foto V.Araña

lacustres, corrimientos de tierra, incendios, etc. (Fig. 16-III.3).

De todo lo expuesto en esta introducción se deduce que las regiones con un riesgo volcánico aparentemente más elevado son aquellas en que los volcanes arrojan fundidos viscosos (magmas calcoalcalinos o sicalinos diferenciados) con un elevado contenido en volátiles y/o que su entorno posee unas condiciones hidrogeológicas favorables para el desarrollo de erupciones hidrovulcánicas. No obstante, existen situaciones ajenas al sistema eruptivo que pueden incrementar la magnitud del riesgo:

- Cuando la población de la zona afectada por la erupción es numerosa.
- Cuando el área afectada constituye un núcleo industrial y urbano importante.
- Cuando existen zonas inestables de terreno en el entorno, especialmente en los valles.
- Cuando en las proximidades del volcán hay

bosques, lagos, ríos, glaciares, everos.

- Cuando la topografía es muy acusada.
- Cuando se trata de regiones o estaciones lluviosas o con malas condiciones atmosféricas.
- Cuando soplan vientos dominantes en determinadas direcciones.

Para mitigar el Riesgo Volcánico están, por una parte, las acciones que inciden directamente sobre la población y sus bienes y que genéricamente se contemplan en programas de protección civil, incluyendo planes de evacuación y defensa activa (Fig. 16-III.5). Por otra parte, están las acciones de carácter técnico y científico que, en el caso de los desastres de origen volcánico, se agrupan bajo la denominación genérica de vigilancia de erupciones (Tabla 16-III.1). Los pasos previos en todo programa de prevención de erupciones volcánicas consisten en la definición de "zonas tipo" para su vigilancia y de "casos tipo" para su control.

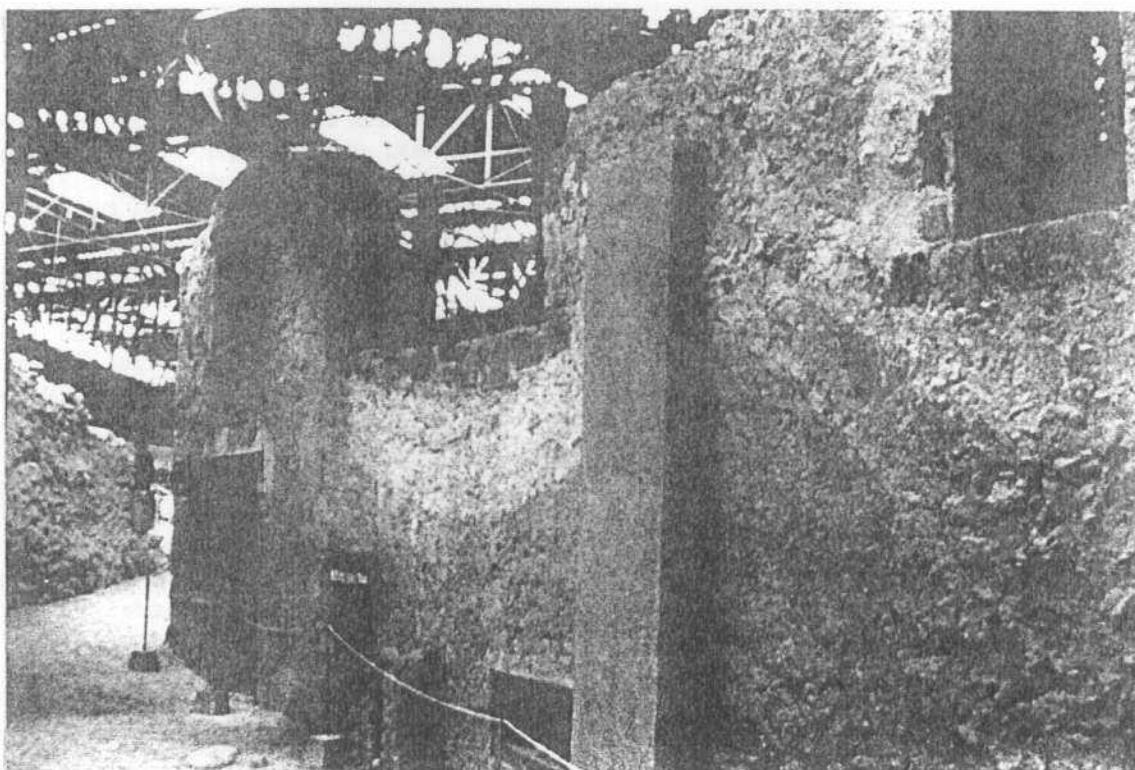


Fig. 16-III.2.- Excavaciones de Akrotiri, ciudad Minoica destruída y sepultada por los piroclastos pumíticos de la violenta erupción explosiva de Santorin (1500 a.d.C.). Foto V. Araña

Tabla 16-III.1.- Principales métodos físicos y químicos utilizados en la vigilancia de volcanes

SISMOLOGIA	Estudio de la distribución espacio-temporal, frecuencia y energía de los sismos volcánicos a través de una red centralizada de sismógrafos.
DEFORMACION DEL SUELO	Estudio de los movimientos verticales y horizontales del suelo por medio de redes de nivelación, de trilateración y de clinómetros de registro continuo.
MAGNETOMETRIA DIFERENCIAL	Registro continuo de las variaciones de intensidad del campo magnético terrestre entre estaciones situadas dentro y fuera de la zona volcánica (variaciones que son función de T y P).
RADIACION TERMICA Y TERMOMETRIAS	Registro continuo del flujo térmico total en el interior del área cratérica por medio de radiómetros. Termometrías puntuales en el suelo y en pozos a distintas profundidades, así como en manantiales y fumarolas.
GEOQUIMICA DE FUMAROLAS Y AGUAS TERMALES	Mediante muestreos y análisis periódicos, se trata de detectar variaciones en el volumen de gases o en su compactación.

Las "zonas tipo" se definen a partir de:

- a) Estudio del volcanismo histórico y prehistórico.
- b<sub>1</sub>) Identificación de estructuras volcánicas poligenéticas con actividad eruptiva reciente.
- b<sub>2</sub>) Identificación de estructuras volcánicas lineales con actividad eruptiva reciente.
- c) Localización de cámaras magmáticas residuales y análisis de su estado actual mediante técnicas:
  - Sismológicas
  - Electromagnéticas
  - Microgravimétricas y geodésicas
  - Geoquímica, convencional e isotópica (de rocas y de emanaciones gaseosas).
- d) Evaluación de factores ajenos al volcanismo (sistema hidrogeológico, relieve, etc.).
- e) Comparación con zonas tipo de otras áreas volcánicas activas.

En este momento, ninguna zona española podría clasificarse como de "Alto Riesgo" de acuerdo con los baremos internacionales aceptados. Hay en cambio varias zonas que presentan un "Riesgo Medio" en la región central de Tenerife, la dorsal de la isla de La Palma y prácticamente toda la isla de Lanzarote.

Los "casos tipo" se definen a partir de:

- a) Documentación de erupciones históricas.
- b) Determinación de parámetros físicos (volumen de materiales emitidos, explosividad, reología de las lavas, etc.) y geoquímicos (evolución magmática) en erupciones históricas y prehistóricas.
- c) Modelización de sistemas eruptivos locales y de su evolución, con especial atención a los mecanismos de erupción violentos, relacionados con procesos de interacción agua/magma.
- d) Comparación con ejemplos bien estudiados en otras áreas volcánicas activas de características afines.

Los casos tipo se identifican partiendo de la actividad presente, que puede considerarse como normal, para referir a la misma cualquier modificación o anomalía que se produzca. En Canarias la situación actual es de total inactividad, si bien las erupciones recientes (<0,1 m.a.) presentan una variada tipología.

Algunos aspectos básicos de la vigilancia de volcanes, no han variado desde que estas tareas se organizaron científicamente a finales del pasado siglo. Su vigencia se debe a que se trata de normas dictadas por el sentido común. Por ejemplo: tomar como modelo para su prevención la mayor de las erupciones históricas de la zona; suponer que la próxima erupción no diferirá mucho de las inmediatamente anteriores y que el área afectada también será similar; considerar que existe una relación directa entre la intensidad de una erupción y la de sus fenómenos precursores.

En otros aspectos, la experiencia ha introducido notables modificaciones en el planteamiento de las modernas técnicas de estudio y control de erupciones. Por ejemplo: la vigilancia ya no se realiza básicamente a la vista del volcán, como en los observatorios clásicos. En general, los vulcanólogos trabajan en grupos internacionales y mantienen actualizadas sus técnicas y conocimientos en grandes centros de investigación que pueden estar muy alejados de las áreas volcánicas. La facilidad de desplazamiento y comunicación con los técnicos, la instrumentación portátil y la transmisión de datos desde el volcán, juegan por lo tanto un papel decisivo. Los fenómenos precursores de erupciones carecen casi siempre de valor predictivo considerados aisladamente; sin embargo, algunos fenómenos aleatorios (mareas terrestres y oceánicas, lluvias, etc.) son considerados con la máxima atención, por la influencia que pueden tener en el desencadenamiento de erupciones o en su desarrollo.

El instrumental científico y las técnicas de vigilancia utilizados son específicos para cada área volcánica. Sólo en temas muy concretos y bien analizados, la experiencia obtenida en un volcán puede ser extrapolada. Esto exige disponer de un conocimiento profundo de todas las características tanto vulcanológicas, como geológicas en general y geográficas, de cada área volcánica activa. En este sentido, las circunstancias han cambiado en España con respecto a la época de la erupción del volcán Teneguía (Fig. 16-III.6). Hoy nuestra vulcanología como disciplina científica, ha alcanzado un desarrollo aceptable en algunos grupos de trabajo, y de hecho en



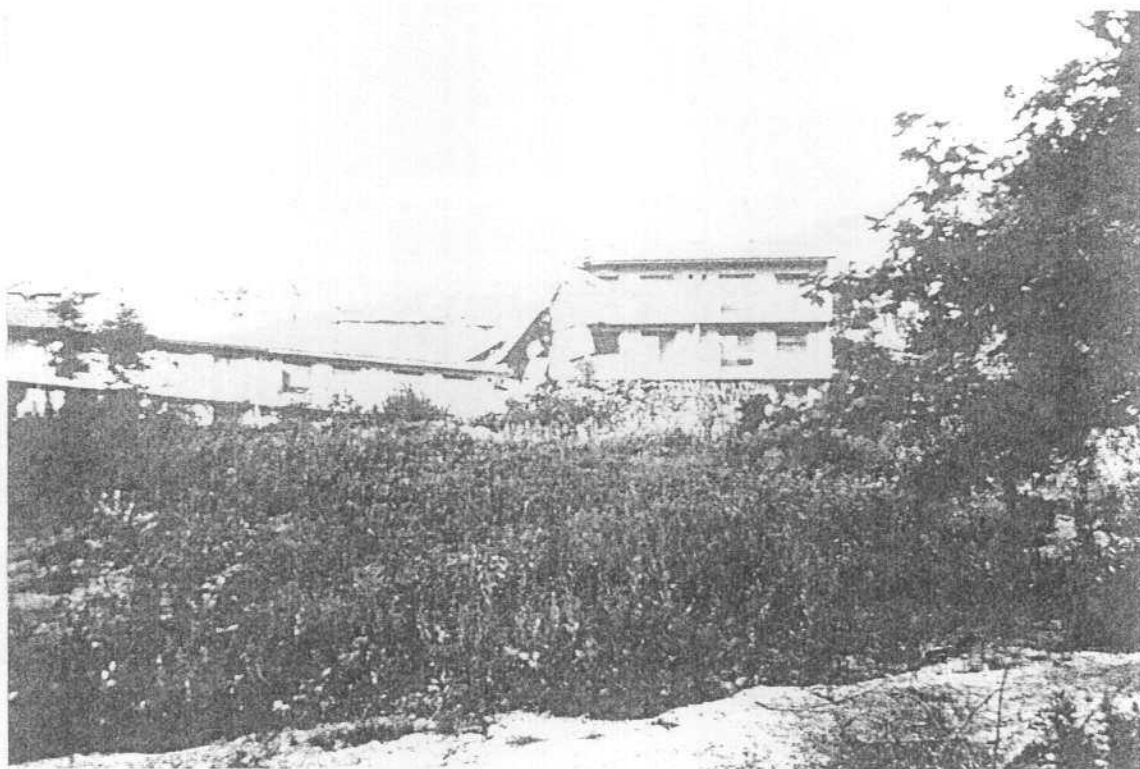


Fig. 16-III.3.- Edificios destruidos por corrimientos de tierra al deformarse el terreno en el borde del lago Toya, al pie del Volcán Usú (Japón). Foto V. Araña

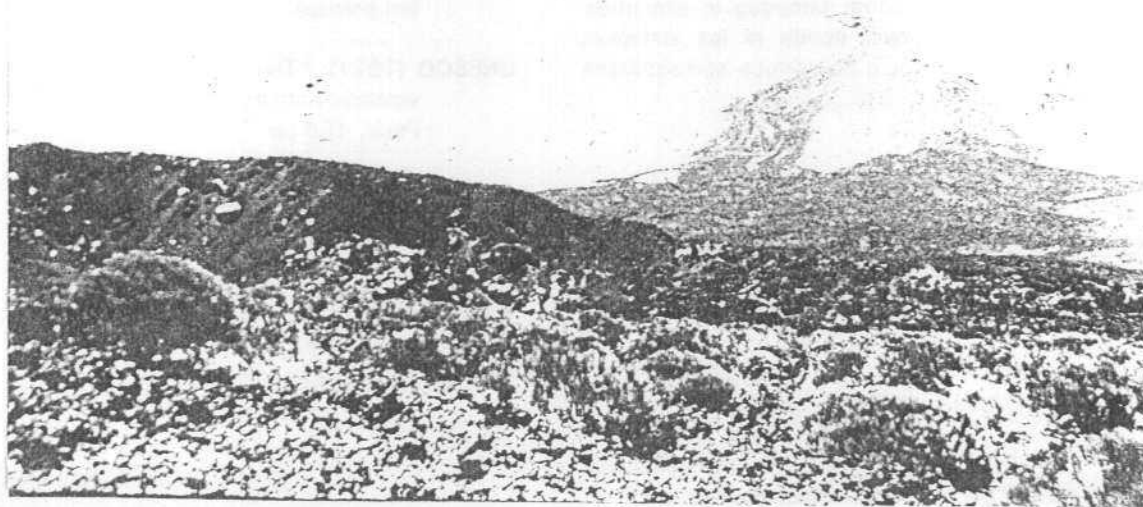


Fig. 16-III.4.- Vista del volcán Teide y de la última erupción en su flanco (año 1798). Foto. V. Araña

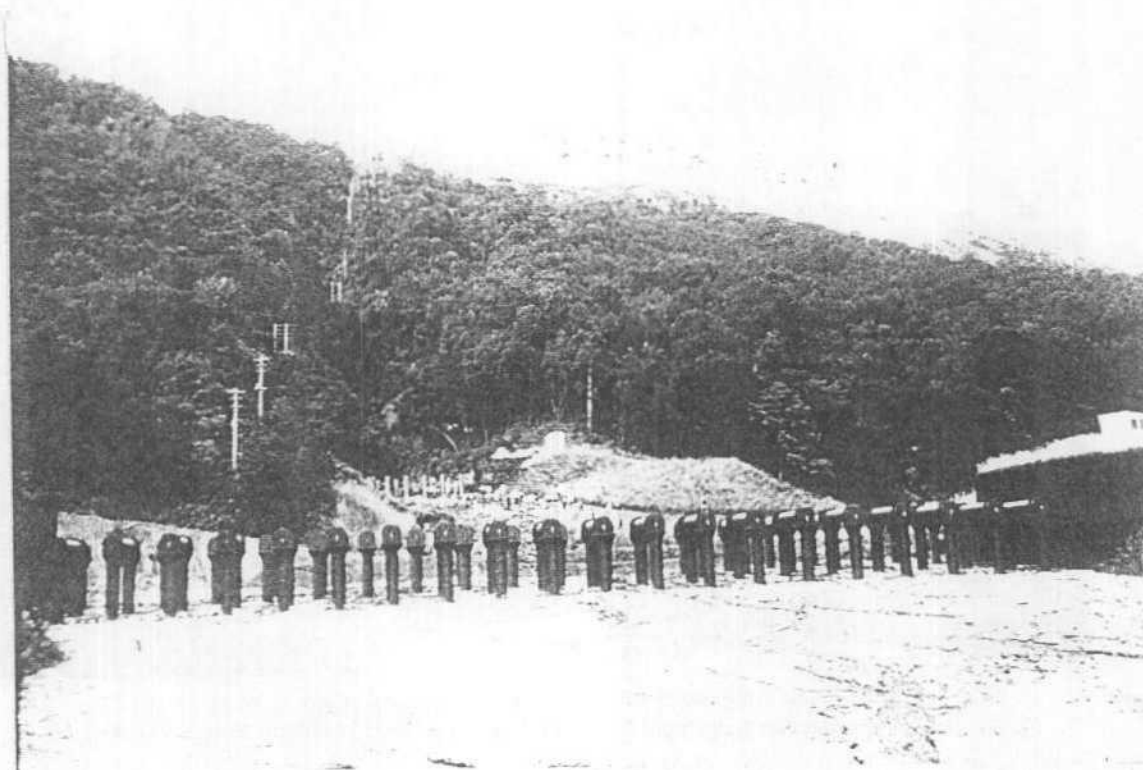


Fig.16-III.5.- Barreras instaladas en valles próximos al domo Showa Shinzan (al fondo), para mitigar el efecto de posibles lahares. Foto V. Araña.

determinadas técnicas de vigilancia se está aportando colaboración al seguimiento de erupciones en países más avanzados como Italia, ya que las Islas Canarias, debido a su inactividad actual, no constituyen un buen laboratorio de prácticas, como tampoco lo son otras regiones lejanas y exóticas, donde ni los sistemas eruptivos, ni el entorno socio-económico son similares a los nuestros.

BARBERI, F (1988): "Riesgo volcánico y vigilancia de volcanes". En: Los Volcanes y la Caldera del Parque Nacional del Teide (V. Araña y J. Coello, editores), ICONA, Serv. Publ. Madrid (en prensa).

UNESCO (1971): "The surveillance and prediction of volcanic activity". Earth Sciences, 8. Unesco, París, 166 pp.

#### 16-III.2. BIBLIOGRAFIA

ARAÑA, V (Editor, 1986): "Riesgo volcánico". Seminario de la Universidad Int. Menéndez y Pelayo. CSIC-UIMP, Madrid 135 pp.

ARAÑA, V y ORTIZ, R. (1984): "Volcanología". Edit. Rueda. Madrid, 528 pp.

ARAÑA, V y ORTIZ, R (1986): "La Volcanología actual". Una revisión. Anales de Física, 82: 1-14.

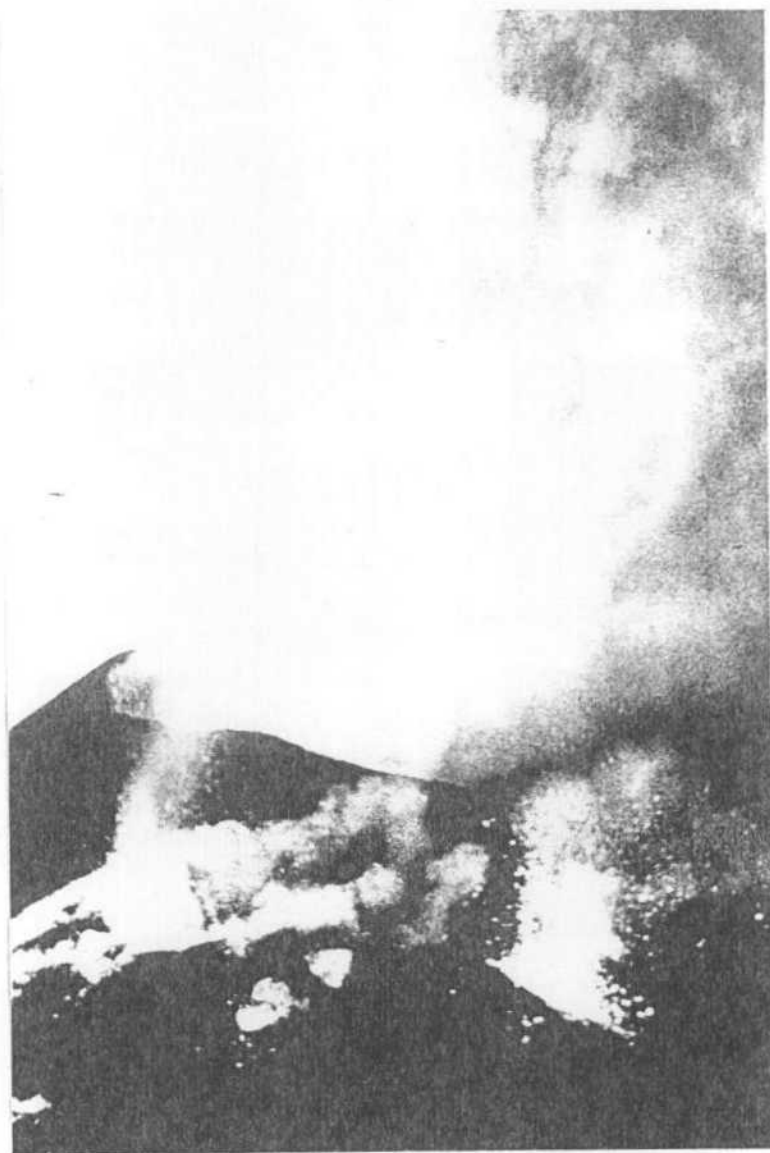


Fig. 16-III.6.- En este siglo se han desarrollado tres erupciones en el archipiélago canario: Tenerife, (volcán Chinyero, año 1909) y La Palma (volcanes de San Juan y Teneguía --en la foto- años 1949 y 1971). Foto V. Araña.

## CAPITULO 16-IV

### INUNDACIONES

#### 16-IV.1 INTRODUCCION

Intuitivamente en el concepto río se implica la existencia de un cauce, con diversas formas, anchura o profundidad, pero siempre limitado por unas márgenes.

Cuando la cantidad de agua que discurre por este cauce crece, puede hacerse excesiva y sobrepasar las márgenes; se produce entonces lo que llamamos desbordamiento.

Si éste afecta sólo a terrenos muy próximos a las orillas no pasa de ser una anécdota, pero si se extiende ampliamente sobre una o las dos márgenes, hablamos de inundación.

Aunque las inundaciones constituyen un riesgo natural de elevada frecuencia en tiempos históricos, el tratamiento científico de las mismas es de aplicación relativamente reciente, ya que tradicionalmente se consideraba una catástrofe natural sobre la que cabían escasas posibilidades de actuación.

Esto no significa que en el pasado el hombre no haya luchado para conseguir eliminar este riesgo, pero siempre lo ha hecho con las llamadas "medidas estructurales", es decir, construyendo defensas, modificando cauces o regulando cuencas. Como veremos más adelante, no siempre es éste el mejor método de defenderse contra las avenidas.

El concepto de desbordamiento por otra parte, lleva implícito el de Llanura de Inundación. En efecto, todos los ríos susceptibles de desbordarse lo hacen sobre la llanura (vega) que los circunda, aunque en algunos casos pueda tratarse de un valle muy estrecho (fig. 16-IV.1). Por el contrario, cuando se trata de un río que discurre encajado entre montañas (desfiladero o garganta) podrá producirse una subida del nivel de agua al aumentar el caudal, pero no hay desbordamiento, ni daños por inundación (fig. 16-IV.2).

Las inundaciones son el riesgo natural que afecta a mayor número de personas y bienes en el

planeta (fig. 16-IV.3), no porque corresponda al fenómeno en el que se libera mayor cantidad de energía, sino porque afecta a las áreas más densamente pobladas de la Tierra. Esto es así no por azar, sino porque desde la más remota antigüedad el hombre ha apetecido el territorio próximo a los grandes ríos, porque en él encuentra varias e importantes ventajas;

- 1º Las llanuras fluviales contienen suelos fértiles de alta productividad.
- 2º Son relativamente planas, y por tanto, tentadoras para la construcción de edificios amplios, urbanizaciones extensas, trazado de vías de comunicación, etc.
- 3º Se disponen junto a grandes recursos hidráulicos, el propio río, canales, fuentes, etc.

Ante el no abandono de la llanura de inundación el hombre ha tratado de defenderse de la corriente crecida contemplando medidas tendentes a prevenir o mitigar el riesgo. Al principio estas medidas fueron exclusivamente de defensa de cada propiedad mediante muros o empalizadas. Posteriormente, cuando a través de la experiencia acumulada se pudo comenzar a prever el volumen de la próxima crecida, se consideraron las soluciones más generales de encauzamiento, limpieza del canal y regulación de la cuenca.

Ya hemos dicho que para proyectar con cierto éxito las primeras medidas de lucha contra las avenidas, el hombre debió conocer sucesivos desbordamientos en cada cauce. Con el paso del tiempo empezó a asociarse una altura de agua determinada con cierto período de tiempo. El habitante de la ribera se dio cuenta de que cada 10-15-25 años el agua crecía hasta cubrir algún puente o alcanzar determinado edificio. La utilización de la estadística permitió más adelante definir el concepto de Período de Retorno (T). Se llama así al menor número de años en el que el río alcanza una cota determinada, y por consiguiente cubre la porción de llanura que se sitúa por debajo de ella.

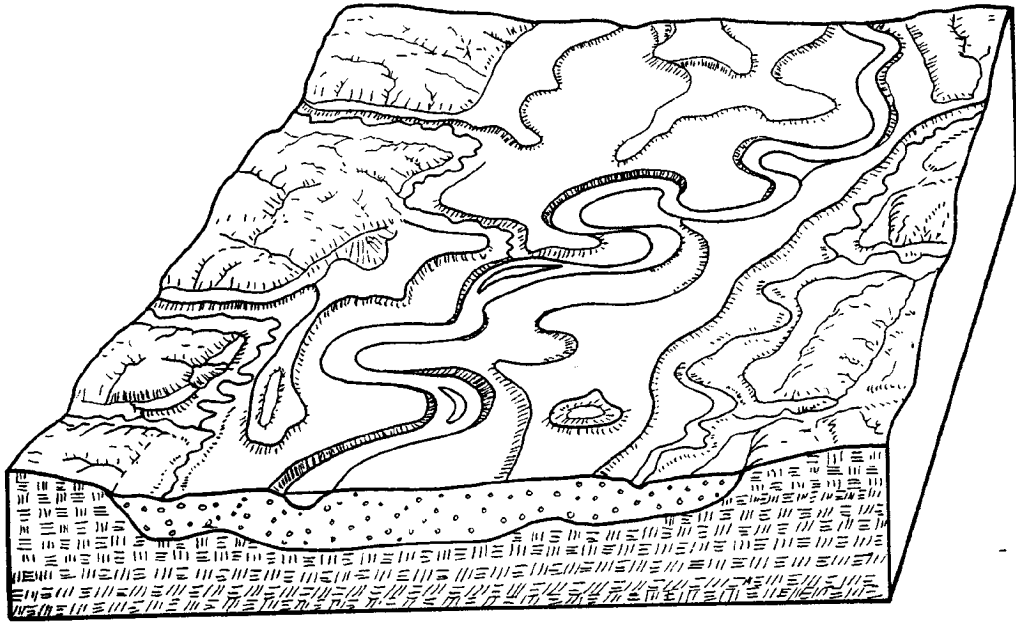


Fig. 16-IV.1.- Diversos tipos de llanura aluvial; los desbordamientos del río principal (centro) ocuparán evidentemente mayor espacio que los de los ríos menores (ambos lados)

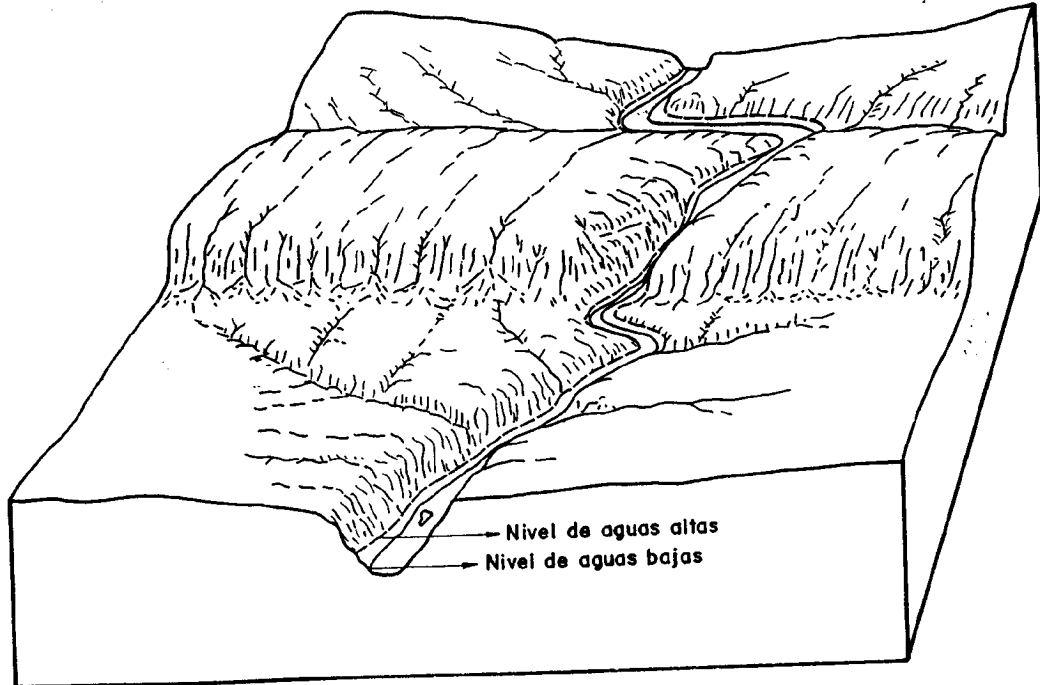


Fig. 16-IV.2.- Es un río encajado, la crecida no supone desbordamiento

## 16.IV/2 INUNDACIONES

Un caso particular de período de retorno es el anual. Todo el mundo conoce las crecidas anuales del Nilo y, como ya en la antigüedad, el hombre fue capaz de aprovechar el proceso cíclico de inundación-sequía para conseguir grandes cosechas en un territorio de clima desértico.

Sin embargo, este ciclo anual de crecida de caudal no debe ser considerado inundación; de hecho el río no desborda, puede alcanzar el límite superior de las orillas, el río baja "lleno" o con aguas altas frente a un caudal bastante menor en épocas del año. En estas últimas, período de aguas bajas o de estriaje, el caudal mojado es algo o mucho más estrecho; se le llama entonces *Cauce Menor*, frente al *Cauce Mayor* o de aguas altas y al ciclo completo *Estacionalidad* del río, (fig. 16-IV.4).

En climas húmedos en los que la estacionalidad no es muy acusada suele producirse un desbordamiento cada 2 1/3 años. Este período es sin embargo, bastante pequeño y el territorio ocupado por el agua es una franja muy estrecha en una o en ambas márgenes; normalmente no se producen pérdidas.

Con un período de tiempo mayor, aproximadamente  $T = 5$  años, el terreno inundado presenta una cierta consideración. Con todo se le llama *Cauce Mayor Excepcional*, aunque no es una denominación muy afortunada. No lo es por cuanto que puede confundirse con el *Cauce Mayor*, y sin embargo geomorfológicamente veremos que se trata de conceptos diferentes. No obstante, tiene cierto interés mantener la denominación, siquiera sea para que se respete el territorio y se mantenga libre de ocupación, si queremos mantener con cierto éxito la lucha contra las avenidas.

El territorio ocupado, al menos una vez cada 20 años se le denomina *Orla de Inundación* en tanto que al resto de la Llanura fluvial se la conoce como *Llanura de Inundación Secular*. No hay acuerdo entre los distintos autores que se han estudiado el fenómeno si la llanura se ocupa con períodos de  $T = 100$  años,  $T = 200$  años o más. Probablemente sea variable con cada río, sin embargo, el orden de magnitud parece poder establecerse entre 100 y 250 años.

La legislación española por su parte considera territorio con riesgo de inundación a todo aquel susceptible de inundarse al menos una vez cada 500 años.

Una posible explicación de este aparente

contrasentido parece estar en los cálculos hidráulicos. Ya que la principal causa de inundaciones corresponde a las lluvias de tormenta, una vez establecidas las variables que regulan la escorrentía de una cuenca se pueden asociar períodos de retorno de inundación con intensidad de lluvia. Establecida la función de paso y contrastada con abundante número de casos, se extrapola a otras cuencas en las que la estadística de inundaciones es menos fiable. Se determinan así los territorios teóricamente inundables cada 10-25-50-100 y más años.

Pues bien, nuestros ríos de clima mediterráneo con fuertes estiajes y grandes crecidas, les parece corresponder una lluvia de  $T = 500$  años para ocupar la totalidad de sus amplias llanuras.

¿Dónde se produce el error?. Caben varias hipótesis:

- 1° No es válido aplicar la fórmula de correlación lluvia de tormenta - caudal a evacuar establecida en climas húmedos.
- 2° No existen series pluviométricas suficientemente largas y fiables como para establecer con rigor las lluvias máximas de los distintos períodos.
- 3° No toda la llanura adyacente a un río mediterráneo tiene su origen en la sedimentación fluvial.
- 4° Realmente, la llanura de inundación secular tiene un período  $T = 500$  años. Intentar acercarnos a la resolución de este problema nos lleva sin embargo a tratar los factores naturales que controlan una crecida.

### 16-IV.2 FACTORES GEOMORFOLOGICOS Y ANTROPICOS QUE CONTROLAN UNA INUNDACION

Desde el punto de vista humano una inundación es una catástrofe. Realmente con una concepción fijista, puramente descriptiva de la geografía de un territorio, se trata de un hecho anómalo; sin embargo la crecida y posterior desbordamiento de un río forma parte de la dinámica natural de la corteza terrestre, vista desde la Geomorfología. Lo que para el hombre es una catástrofe, no lo es en Geología, o mejor podríamos decir los hechos considerados como catastróficos forman parte de la hipótesis científica.

Un río, en general una cuenca drenante, constituye un sistema natural a través del cual unas precipitaciones (de lluvia, nieve o granizo) van a retornar

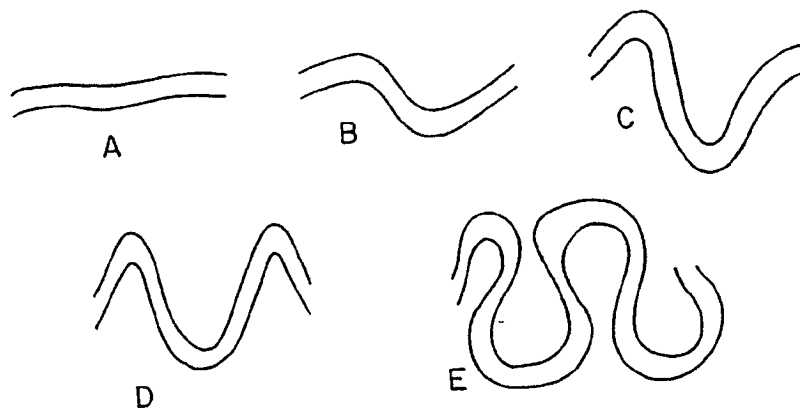


Fig. 16-IV.7.- Índice de sinuosidad. A: Recto ( $S = 1$ ); B: Transición ( $S = 1.2$ ); C: Regular ( $S = 1.5$ ); D: Irregular ( $S = 1.7$ ); E: Tortuoso ( $S = 2$ )

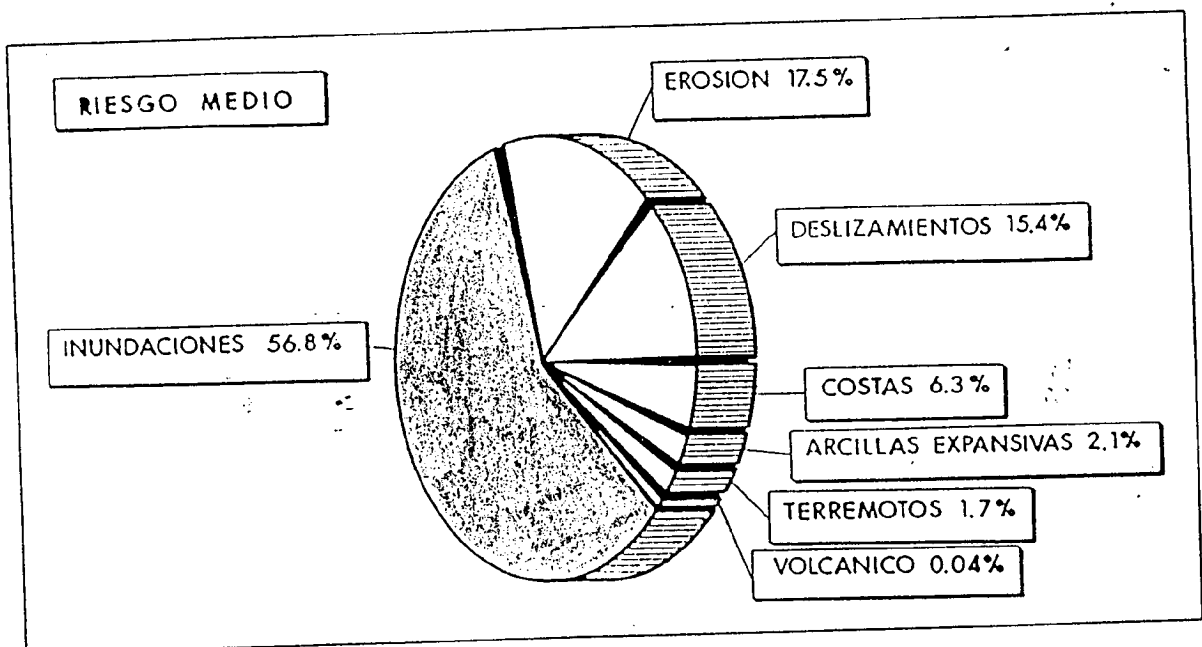


Fig. 16-IV.3.- Riesgos Geológicos en España para el período 1986-2016. Pérdidas potenciales previstas según la hipótesis de riesgo medio

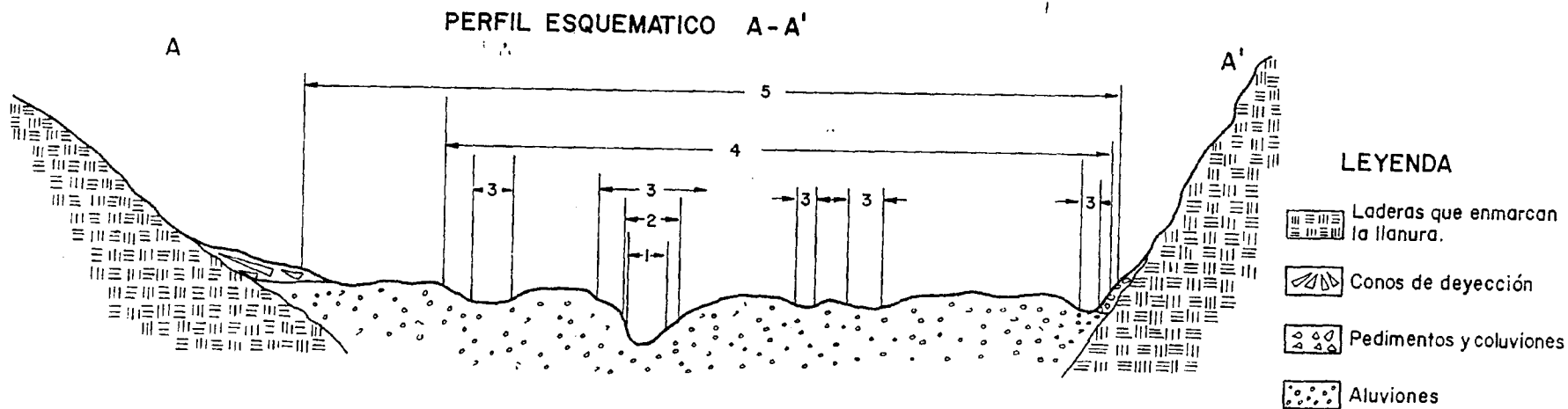


Fig. 16-IV.4.- Diversos niveles en la llanura aluvial. 1. Cauce menor o de aguas bajas. 2. Cauce mayor o de aguas altas. 3. Cauce mayor excepcional. 4. Orla de inundación. 5. Llanura de inundación secular



al mar. En este sistema influyen diversos factores; unos son las precipitaciones citadas, pero hay otros, transitorios o permanentes, naturales o debidos al hombre (antrópicos) que también influyen en las avenidas.

En los cuadros 1 y 2 pueden verse pormenorizadamente los de origen natural y los de carácter antrópico. En los primeros se distingue un grupo que hemos llamado de factores permanentes; lo son en relación con la duración media de la vida humana, quizá fuera más propio llamarlos duraderos o de evolución lenta, ya que también ellos están incluidos en los cambios de proceso dinámico de la corteza terrestre. En cualquier caso son estos factores los que en un momento concreto determinan la capacidad de evacuación de la cuenca.

Los denominados factores naturales transitorios son los desencadenantes de la inundación. En el apartado tormentas hemos querido incluir todos los meteoros que, de una forma u otra, determinan una precipitación inusual estadísticamente sobre un lugar o sobre una cuenca completa. Parece evidente que el porcentaje de cuenca con alta precipitación (tamaño), la cantidad total de agua y la duración de la tormenta influyen en el tamaño de la crecida; algo menos evidente es la influencia de la intensidad (volumen precipitado en la unidad de tiempo), sin embargo considerando junto con la capacidad de infiltración en el terreno, puede entenderse que no es lo mismo recibir 100 litros en una hora que en un día. Por otra parte no debe confundirse el aspecto duración con el de intensidad, ya que una lluvia de intensidad media o baja pero persistente determina primero una saturación del terreno y en segundo lugar permite la concentración de aportaciones de caudales punta de diversos afluentes que, aunque no sean individualmente excesivos, su suma puede sobrepasar la capacidad de evacuación del colector principal.

Finalmente, respecto de las tormentas, es importante considerar su trayectoria y velocidad de desplazamiento sobre la cuenca. No es lo mismo que penetren por la parte baja y discurran lentamente hacia arriba que incidan primero de cabecera y su velocidad de desplazamiento coincida con la de traslación del caudal punta hacia la desembocadura. Evidentemente el drenaje es mucho más fácil en el primer supuesto que en el segundo.

El efecto de los deshielos rápidos, como de la intercepción de un cauce con embalsamiento de aguas

y posterior rotura del obstáculo, suponen una aportación casi instantánea de exceso de caudal sin necesidad de precipitaciones. Normalmente producen desbordamientos.

El concepto de escorrentía se define como la cantidad de agua por unidad de superficie que discurre sobre el terreno. De hecho es igual a precipitación menos la suma de evaporación e infiltración. Esta última depende tanto de la capacidad de almacenamiento del terreno como de la geometría espacial de la cuenca y de su cubierta vegetal. La correlación de todos estos factores implica el estudio de numerosas variantes y casos particulares, por lo que no parece éste el mejor lugar para hacerlo. Por otra parte, cualquier buen trazado de hidráulica tiene siempre un capítulo dedicado a ello; nos remitimos pues a ellos (ver bibliografía).

Respecto a los Factores Permanente de la cuenca, aunque en el cuadro aparecen diferenciados, es su conjunto el que define cómo se evacua hacia el mar la precipitación sobrevenida. Queremos decir que estos factores deben analizarse individualmente en cada cuenca, pero la respuesta frente a las posibilidades de inundación depende de la integración de todos ellos. Por otra parte, el tratarse de elementos permanentes, permiten caracterizar la capacidad drenante de la cuenca independientemente de la precipitación, y determinar en muchos casos la respuesta previsible de una cuenca sin datos estadísticos de inundaciones, con otra conocida y cuyos factores coincidan.

La *densidad de drenaje* es la relación entre la longitud total " $\Sigma L$ " de los cauces y el área " $\Delta$ " de la cuenca.

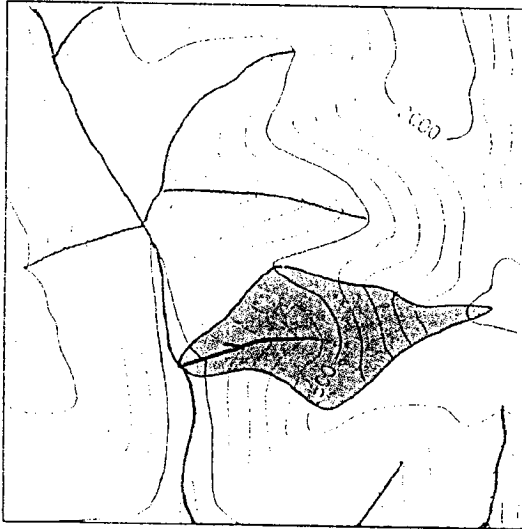
$$D = \frac{\Sigma L}{\Delta} \text{ en km/km}^2$$

La variación normal de D es entre 1 y 50. El significado de esta variable está referido a los parámetros que la controlan: erosionabilidad, permeabilidad y cubierta vegetal del terreno, fig. 16-IV.5.

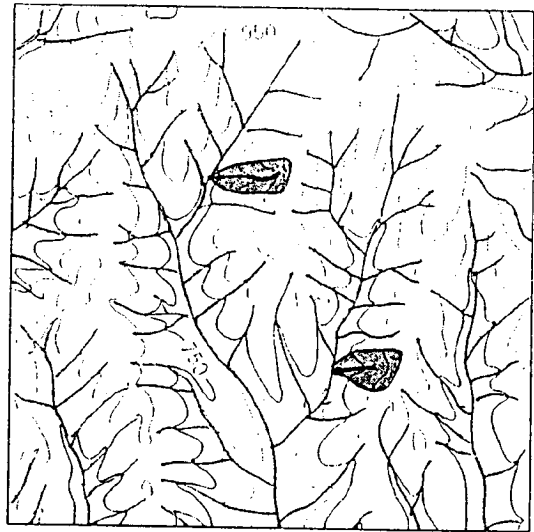
A mayor erosionabilidad menor caudal será necesario para la formación de una incisión (cauce).  
Terreno erosionable  $\rightarrow$  alta.

A mayor permeabilidad menor escorrentía.  
Terreno permeable  $\rightarrow$  D baja.

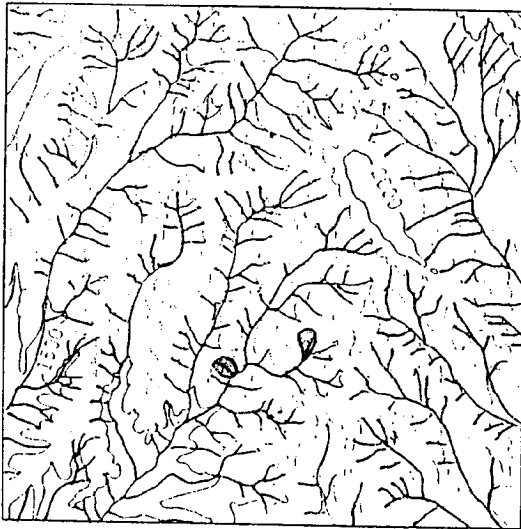
Cuencas de materiales duros, resistentes y



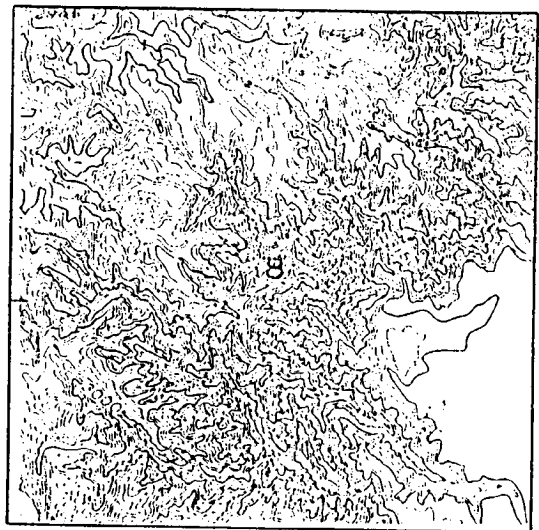
A. Baja densidad de drenaje o textura grosera.



B. Densidad de drenaje media o textura media.



C. Alta densidad de drenaje o textura fina.



D. Densidad de drenaje extremadamente elevada o textura ultrafina.

Fig. 16-IV.5.- Densidad de drenaje - Den Km/Km<sup>2</sup> (Escala de los planos 1/25.000)  
 A  $\approx$  2 Km/Km<sup>2</sup>; B  $\approx$  25 Km/Km<sup>2</sup>; c = 50-60 Km/Km<sup>2</sup>; D > 500 Km/Km<sup>2</sup> -  
 Sombreadas el área de drenaje de algunas corrientes de orden uno según Horton

## 16.IV/4 INUNDACIONES

permeables  $1 \leq D < 10$ .

Cuencas de materiales menos resistentes y de baja permeabilidad  $10 \leq D < 20$ .

Cuencas de materiales flojos y casi impermeables  $20 \leq D < 40$ .

En casos extremos: clima árido, sin cubierta vegetal, suelos muy débiles e impermeables, D puede alcanzar hasta 500 km/km<sup>2</sup>.

El orden de los cauces está definido por la 1ª Ley de Horton: "Se dice corriente de primer orden todo cauce establecido aguas arriba de la primera confluencia. La confluencia de dos corrientes de primer orden da lugar a una corriente de segundo orden. La confluencia de dos corrientes de segundo orden da lugar a una de tercer orden, y sucesivamente. La confluencia de una corriente de orden menor con otra de orden mayor no altera el orden de esta última", fig. 16-IV.6.

Esta clasificación de los cauces permite un conjunto de relaciones numéricas que caracterizan la cuenca; la primera es la *Relación de Bifurcación* que se define como la existencia entre el número de canales "Nn" de un orden cualquiera "n" y el número de los canales del orden inmediato superior "Nn + 1" · R<sub>bn</sub> = Nn/Nn + 1.

Se define de la misma forma la *Relación de Longitud* como:

$$R_L = \frac{L_n}{L_{n-1}}$$

siendo "L<sub>n</sub>" la longitud media de los cauces de orden "n" y "L<sub>n-1</sub>" la longitud media de los del orden inmediatamente inferior.

La relación de bifurcación tiende a ser una constante de forma  $3 < R_{bn} < 5$  en tanto que la relación de longitud aumenta geométricamente en las cuencas naturales (2ª Ley de Horton. Las anomalías (R<sub>bi</sub>/R<sub>bj</sub> ó R<sub>li</sub> << R<sub>lj</sub>) implican elementos anómalos en el desarrollo armónico de la cuenca que van a incidir en el drenaje y que por tanto se deben esclarecer.

A modo de ejemplo podemos decir que R<sub>bi</sub> < R<sub>b2</sub> ó R<sub>b2</sub> < R<sub>b3</sub> implica áreas de drenaje demasiado amplias para los afluentes menores, con lo que los caudales concentrados serán importantes ya en cabecera, con el consiguiente aumento de riesgo de desbordamiento. R<sub>b1</sub> < R<sub>b2</sub> significa en general grandes

cuencas para cursos torrenciales y concentración rápida de escorrentía. R<sub>l1</sub> << R<sub>l2</sub> y R<sub>l3</sub> << R<sub>l2</sub>, en general R<sub>ln</sub> << R<sub>ln-1</sub>, supone una cuenca con amplio control geoestructural, no desarrollada, con período de concentración rápida y alto riesgo de desbordamiento.

El índice de *Sinuosidad* o equivalente vectorial (s) de un cauce mide la relación entre su longitud real y la que tendría si fuera rectilíneo. Shumm clasifica las corrientes de acuerdo con el siguiente baremo, fig. 16-IV.7.

- S = 2,0 - Tortuoso
- S = 1,7 - Irregular
- S = 1,5 - Regular
- S = 1,2 - Transición
- S = 1,0 - Derecho

En sí mismo, un mayor o menor índice de sinuosidad no comporta mayor riesgo de desbordamiento que otro, pero sí influye y mucho en la forma (lugar y sentido) del desbordamiento, por lo que es también un factor importante a tener en cuenta.

Las *Formas del Canal* varían desde un cauce único y bien establecido hasta multitud de cauces entrelazados dentro del área de corriente, fig. 16-IV.8. Además el número de canales funcionales dentro del cauce mayor puede variar con el tiempo de forma anual-cíclica (estacionalidad) o hiperanual, fig. 16-IV.9. Un índice numérico de control es la cantidad de canales visibles en la sección concreta. Cuanto mayor sea este índice o mayor sea su diferencia entre secciones próximas, menor es el grado de estabilidad del cauce en la sección considerada y mayor el riesgo de desbordamiento en su zona de influencia.

En cuanto a las características de la cuenca, el *tamaño* de la misma corresponde a la superficie ("Δ") en la que las características de drenaje anteriormente citadas son homogéneas. Normalmente esto coincide con las cuencas naturales de tamaño medio: 100 km<sup>2</sup> - 5.000 km<sup>2</sup>. En cuencas mayores aquéllas características no suelen mantenerse, por lo que para el análisis de riesgos deben dividirse en subcuencas.

La *Forma* de la cuenca se suele caracterizar por su *Índice de Compacidad* "I<sub>c</sub>" definido por el cociente entre el perímetro de la cuenca ("P<sub>c</sub>") y un círculo de igual área:

$$I_c = \frac{P_c}{2 \sqrt{\pi} A}$$

evidentemente cuanto mayor sea I<sub>c</sub> menos compacta o

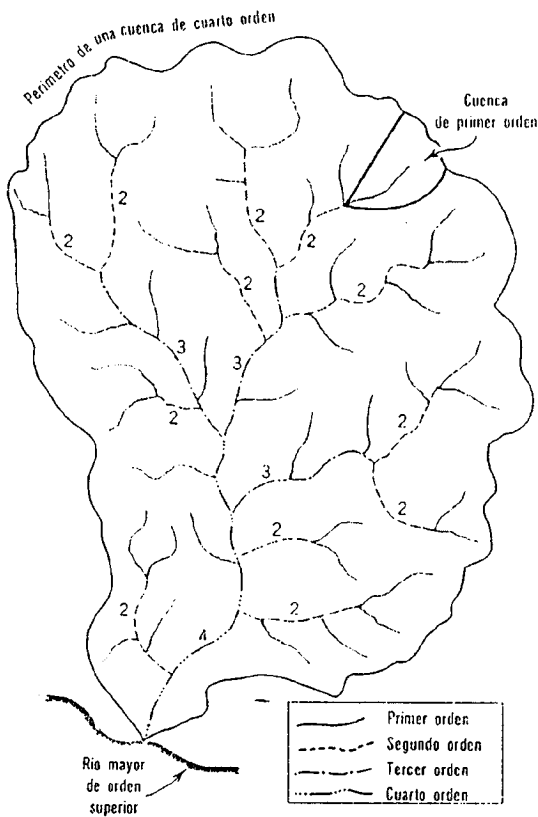
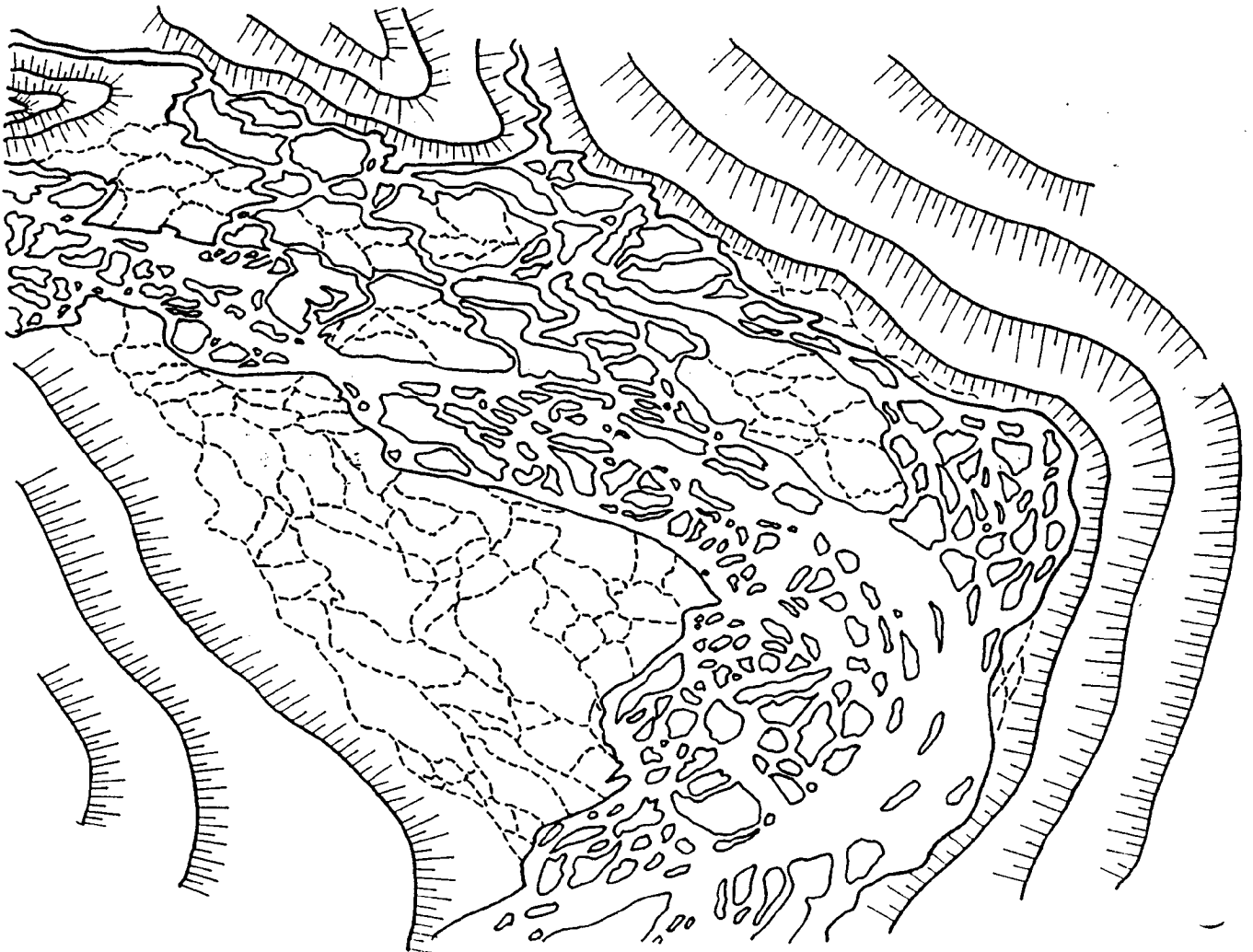


Fig. 16-IV.6.- Ordenamiento de las corrientes fluviales según la 1<sup>a</sup> Ley de Horton

Fig. 16-IV.8.- Río de Canales entrelazados. La situación de la corriente principal puede variar después de cada crecida al estar formadas las islaces centrales por aluviones móviles. Las líneas de tramos corresponden a canales abandonados sobre elevados pero funcionales en crecidas



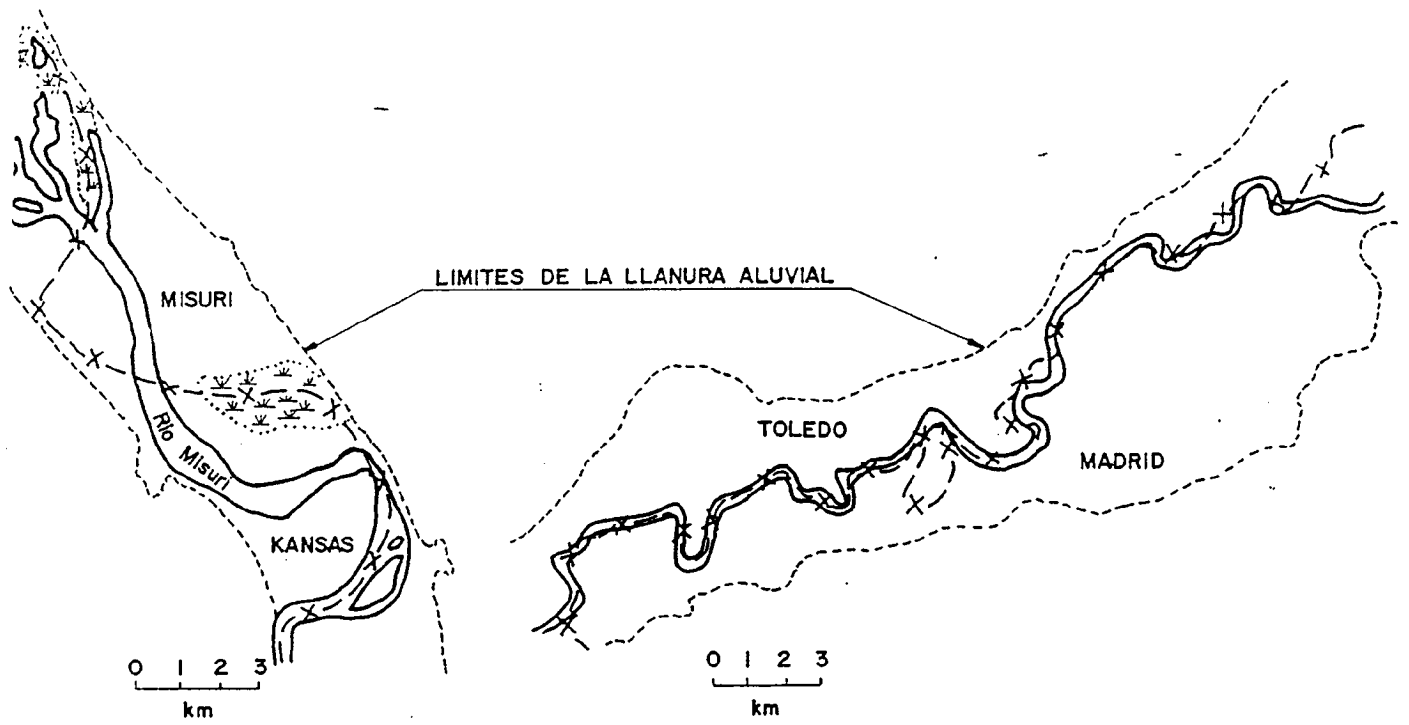


Fig. 16-IV.9

circular será la cuenca. Valores de  $I_c$  próximos a 1 suponen en general tiempos de concentración de crecida semejantes. A veces se utiliza como parámetro la *Circularidad* " $C_c$ " de la cuenca que es el inverso del anterior:

$$C_c = \frac{I}{I_c} = \frac{4 \pi A}{P_c^2} = \frac{2 \sqrt{\pi} A}{P_c}$$

Los conceptos de *Desnivel Máximo* (" $\Delta_n$ ") de la cuenca y *Pendiente Media o Relación de Relieves* (" $R_r$ ") no necesitan mayor explicación.

Otro parámetro muy utilizado para la comparación de cuencas es la llamada *Integral Hipsométrica* fig. 16-IV.10. Para su cálculo se miden en porcentajes de la superficie total de la cuenca las áreas entre dos curvas hipsométricas sucesivas; la curva acumulada comenzando por las alturas máxima de la cuenca se conoce como curva hipsométrica y la superficie comprendida entre ella y la horizontal (proyección de la cota de desembocadura del cauce) se denomina Integral Hipsométrica. Valores entre el 40% y el 60% corresponden a cuencas maduras y equilibradas; superiores a cuencas juveniles de alta erosión; inferiores a cuencas seniles con predominio de la sedimentación.

A efectos prácticos puede considerarse que los factores Permanentes son los que están en equilibrio con la situación habitual del cauce; esta situación se conoce hidráulicamente como situación de caudal medio (con las oscilaciones propias de la estacionalidad).

Cuando se produce la crecida, la cuenca fluvial pone en actividad un mecanismo-respuesta a la nueva situación; consta fundamentalmente de dos partes sucesivas que entrarán en funcionamiento según sea la magnitud de la crecida; estos mecanismos son:

- 1° Modificaciones en el Canal.
- 2° Desbordamientos

Normalmente en momentos de crecida lo primero que se produce son cambios en la anchura y profundidad del Canal Fluvial así como en la capacidad de transporte de los sedimentos. El canal de crecida (que más o menos coincide con el denominado Cauce Mayor Excepcional) es más somero (menor relación profundidad-anchura), amplio y rectilíneo en lo posible,

contrastando con el sinuoso o trezado cauce de aguas medias hidráulico que es lo que, en definitiva, va a permitir evacuar eficazmente el aumento de caudal.

Si las modificaciones en el canal no son suficientes, se produce el desbordamiento sobre la llanura adyacente. Funciona de dos maneras; por una parte constituye un embalse temporal que retarda la evacuación de caudales punta, por otra, dado que se trata de aguas tranquilas (velocidad de corriente casi nula) se produce un depósito de los materiales de arrastre, evitando que cieguen el canal de desagüe al descender las aguas.

Existe otro fenómeno a tener en cuenta, que si bien afecta muy poco a la regulación de la crecida, sí es beneficioso para el hombre: parte del caudal más o menos estancado en la llanura se infiltra, recarga acuíferos subterráneos posteriormente utilizables y además deposita nutrientes en el terreno.

Una vez terminada la inundación, cuando "las aguas vuelven a su cauce" es posible que éste no sea igual que el original. Los cambios producidos en la primera etapa del desbordamiento pueden propiciar un cambio de situación del cauce menor (y mayor) dentro del ámbito del cauce mayor excepcional. Son las conocidas "Cortas de Meandros" en los ríos sinuosos o los "Cambios de situación del Distributivo Principal" en los ríos trezados, fig. 16-IV.12.

En otros casos, cuando no hay traslación lateral aparentemente no se producen cambios, sin embargo éstos siempre existen aunque no se noten. El canal de crecida ya dijimos que es más somero, pero no porque se pierda profundidad en el cauce mayor, sino que se gana anchura, en consecuencia esto supone siempre socavación lateral en una o ambas márgenes, aunque con el descenso de las aguas y depósito de material de arrastre se recuperen aparentemente las formas originales.

Además en la crecida se produce un aumento de la fuerza tractiva o fuerza de arrastre sobre el fondo; esta variable tiene dimensiones de fuerza por unidad de superficie y se define como:

$$F = \omega j h \quad (\text{en } \text{kg}/\text{m}^2)$$

donde  $\omega$  es el peso específico del fluido (agua + sólido en suspensión),  $j$  la pendiente del cauce en el tramo y  $h$  el calado.

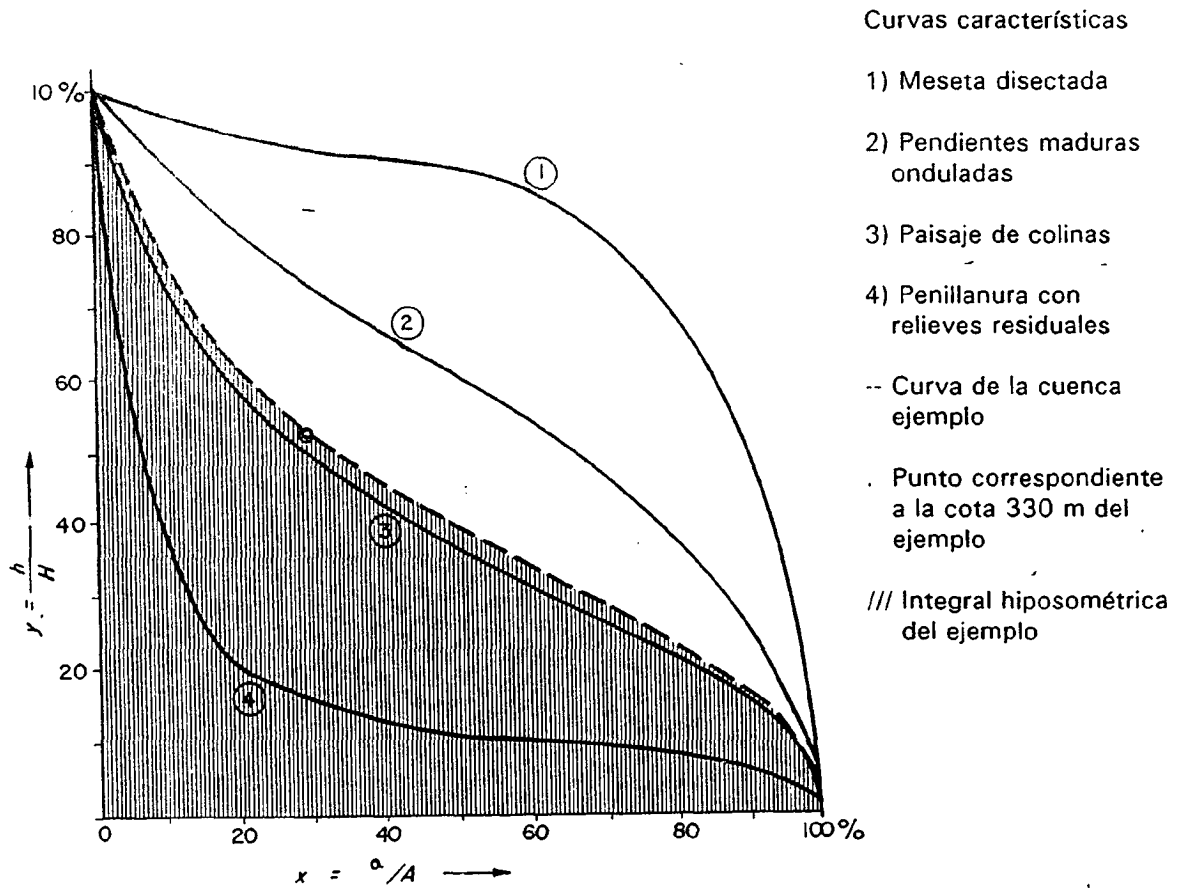
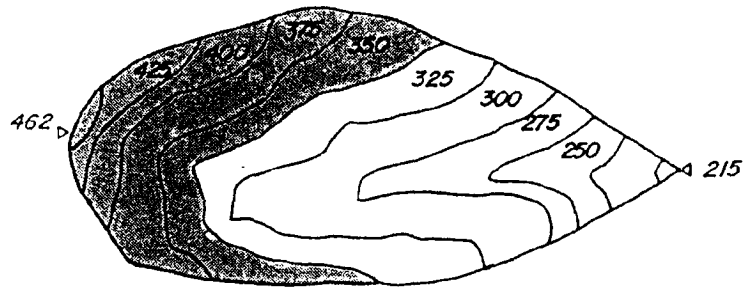


Fig. 16-IV.10.- Cálculo de la integral hipsométrica: área bajo la curva característica del cauce:  $a$  = área parcial de la cuenca por encima de la cota considerada;  $A$  = área total de la cuenca;  $h$  = cota relativa a la desembocadura del punto considerado;  $H$  = cota relativa del nacimiento. En el ejemplo  $A = 14.5 \text{ Km}^2$ ;  $a = 4.35 \text{ Km}^2$ ;  $H = 247 \text{ m}$ ;  $h = 135 \text{ m}$ ,  $x = 0,30 \rightarrow 30\%$ ;  $y \sim 0,55 \rightarrow 55\%$

Es evidente que en la crecida todos los componentes aumentan, pues hay mayor cantidad de sólidos en suspensión, al rectificar el canal crece y lo hace por el mero hecho de desbordarse; como consecuencia los depósitos de fondo, que estaban en equilibrio para la situación de aguas medias, se remobilizan.

En general, sin embargo, estas remobilizaciones se notan menos (salvo que descalcen alguna estructura) que la erosión lateral, pues al bajar las aguas (y con ellas la fuerza de arrastre) se producen nuevos depósitos que ocupan la posición de los eliminados. En el caso de las orillas hay un abandono "rápido" del agua y poco tiempo para el depósito, mientras que en el centro del cauce la bajada es "más lenta" y el depósito es por consiguiente mayor.

En cuanto a los Factores Sobrevenidos influyen en las crecidas de manera diferente. La aparición de aterramientos o crecidas de la vegetación reducen la sección del cauce y aumentan el riesgo de desbordamiento; se suelen producir en cauces con profundos estiajes o con cauces mayores sólo ocupados por crecidas hiperanuales. Es el caso de los ríos de clima mediterráneo o semiárido y en el límite las ramblas y uadis.

Por el contrario los ríos capaces de autolimpieza son los de clima atlántico con cuencas bien desarrolladas. Los depósitos sólidos son mínimos en ellos y aunque se produzcan en aguas bajas, no llegan a consolidarse, siendo remobilizados con el aumento estacional del caudal.

El aumento natural de rugosidad suele producirse cuando el canal llega a afectar a un afloramiento rocoso, bien sea en el proceso de descenso de la curva de pendiente longitudinal, bien porque por migración lateral el canal "choca" con la roca, fig. 16-IV.13.

Evidentemente los Factores Antrópicos (cuadro nº 2) que controlan una inundación son siempre sobrevenidos, por cuanto los efectos de la actividad humana son posteriores al establecimiento de una cuenca fluvial.

Cualquier tipo de cultivos supone un cambio en la cubierta vegetal pasando de una vegetación climática en equilibrio con el drenaje a otra que, en principio, no lo está. Decimos en principio, por cuanto a las principales cuencas las vegas están cultivadas desde tiempos tan antiguos, que la naturaleza ha vuelto a

alcanzar un cierto equilibrio; no obstante las nuevas roturaciones siempre producen cambios espectaculares en la erosión que, normalmente, dan lugar a inundaciones realmente catastróficas por imprevisibles, al emigrar lateralmente los cauces de forma incontrolada.

Los mismos efectos se producen en la deforestación, pues aunque normalmente no se produzca ésta en la llanura de inundación, sino en las laderas de la cuenca, los aportes sólidos de los afluentes pueden cegar parcial o totalmente el colector principal.

En realidad cualquier práctica agrícola que favorezca la erosión, como puede ser labrar según las líneas de máxima pendiente, utilización de herbicidas en barbechos, etc. ya contribuye a aumentar el riesgo de inundación.

Finalmente, aunque con incidencias bastante menor, los regadíos en las vegas mantienen un nivel freático más alto que el natural, por lo que la infiltración en desbordamiento será menor, y con ello se pierde parte del sistema autorregulador de la crecida.

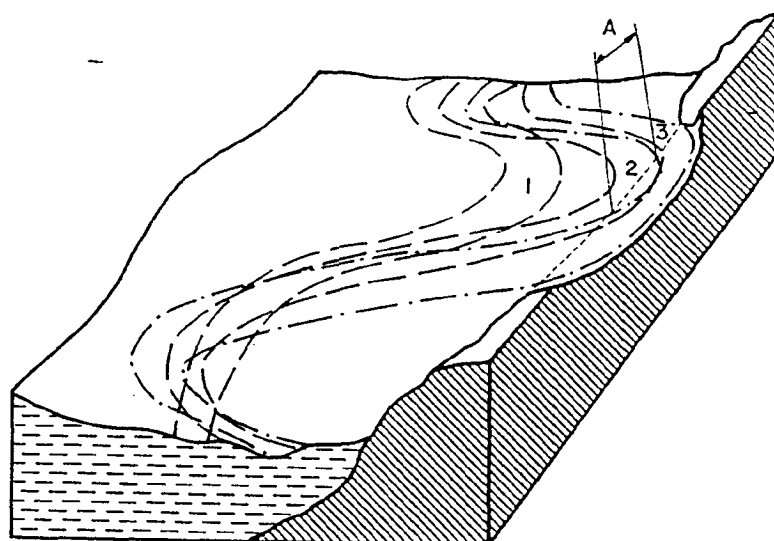
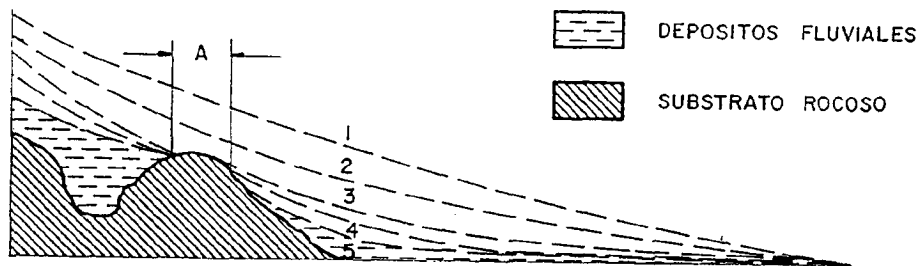
La urbanización de las vegas determina la impermeabilización de superficies que dan lugar a mayor escorrentía antes del desbordamiento y menor infiltración cuando éste se produce. Evidentemente la existencia de construcciones puede suponer un obstáculo al flujo, pero esto sólo se produce como veremos si se invade el Cauce Mayor Excepcional.

Las explanadas actúan, acelerando o retardando localmente la escorrentía; sólo en el caso de modificación de grandes extensiones puede ser causa directa de inundaciones locales. Sin embargo, si afectan a los niveles más bajos de la llanura fluvial, pueden modificar en gran manera el territorio sujeto a inundación; por un lado ampliándolo a las zonas excavadas en sí mismas, y por otro induciendo en los terrenos situados aguas arriba en el caso de los terraplenados.

Los aportes de colectores urbanos más que producir inundaciones por sí mismos, actúan reforzando localmente (en su desembocadura) la producida por el río. Téngase en cuenta que estos canales subterráneos drenan áreas pavimentadas en las que el índice de escorrentía es próximo a la unidad.

Las industrias extractivas, sobre todo la minería a cielo abierto, tienen una importancia capital,





**Fig. 16-IV.13.-** Paso de un perfil de equilibrio único (1-2) a otro doble (3-4-5) como consecuencia de la evolución (peneplanización de la cuenca). Al alcanzar un substrato rocoso la erosión se retarda y la rugosidad aumenta en este área A, que se constituye en un nivel de base local y va a regular en el futuro la evolución del cauce hacia aguas arriba independientemente del nivel de base general

fundamentalmente en áreas de montaña. En estos casos las grandes escombreras de estériles es fácil que ocupen la llanura de inundación o incluso partes del propio cauce, con algunas que, de ninguna forma, pueden superar el desbordamiento. Se forman así verdaderos desfiladeros artificiales con la consiguiente elevación del nivel de agua en la parte anterior del cauce, fig. 16-IV.14. Otro efecto no deseable de las escombreras es la componente de aporte sólido a la corriente de crecida, al lavarse el pie de las mismas.

Las excavaciones mineras por su parte no suelen incidir desfavorablemente, ya que en general actúan como embalses en el mejor de los casos. No obstante, una variante de este tipo de actividad, las graveras situadas en las vegas pueden ser muy peligrosas, al derivar artificialmente en crecidas el canal principal por zonas no acondicionadas de la llanura de inundación, fig. 16-IV.15.

Las grandes obras públicas de carácter lineal, suelen cruzar los valles con puentes suficientemente amplios; no obstante, para el cálculo de los mismos suele considerarse, a veces, sólo la sección necesaria para evacuar la riada de cálculo sin que el puente entre en carga. Esto supone en muchos casos la elevación de la cota del agua libre por encima de la que tendría en la misma crecida sin existir el puente; consiguientemente la inundación ocupa un área mayor aguas arriba de aquél, y la fuerza tractiva es mayor en el caso con el consiguiente peligro de socavación de apoyos. Esto ocurrirá siempre que no se deje libre toda la extensión del cauce mayor excepcional, fig. 16-IV.16.

Los terraplenes de acompañamiento, aún cuando el puente esté perfectamente realizado, siempre modifican, aunque sea levemente, la cota del agua de desbordamiento (agua mansa) a uno y otro lado de los mismos.

Las modificaciones en la red de drenaje se realizan siempre precisamente con el ánimo de evitar o minimizar los efectos de las inundaciones; se trata de las denominadas medidas estructurales, las principales de las cuales se exponen en el último apartado del Cuadro 2. Al final de este capítulo serán tratadas pormenorizadamente considerando las condiciones indispensables para que su diseño sea eficaz, no obstante cabe decir que, salvo donde la regulación total de una cuenca sea posible, tarde o temprano estas medidas se revelan insuficientes; y esto no tanto por problemas cuantitativos (canales de sección y/o pendientes insuficientes) cuando por razones

conceptuales: En el límite evacuar la riada máxima exige un cauce de la anchura de la propia llanura de inundación natural. Para estrecharlo caben dos soluciones:

- 1º Forzar la pendiente con el fin de aumentar la velocidad del flujo.
- 2º Aumentar la sección elevando las márgenes.

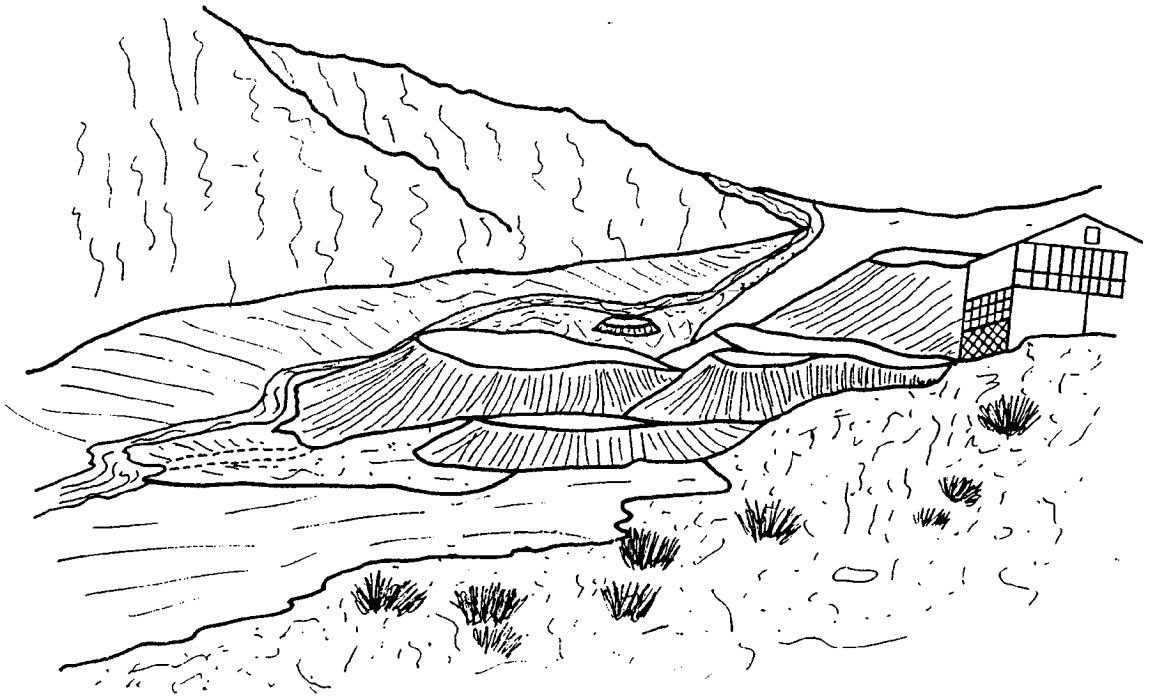
En el primer caso se traslada el problema, magnificándolo, hacia aguas abajo, por cuanto el nivel de base final, el mar, supone una cota fija y aumentar la pendiente en un tramo obliga a reducirla en otro. En el segundo la realización de unos muros de encauzamiento suficientemente altos como para que lo que se pierda en anchura de sección se gane en altura de lámina, tiene evidentemente un límite, tanto a la funcionalidad de los puentes, tomas de agua, o incluso a la propia estética de la llanura rota por los muros que confinan el río.

### 16-IV.3 EFECTOS DE LAS AVENIDAS

Como consecuencia de la dinámica fluvial de crecidas descrita en el apartado anterior, se producen en el cauce y en la llanura de inundación un conjunto de modificaciones que son nocivas para los intereses del hombre.

Sin ánimo de precisión específica, por cuanto ésta puede variar de una a otra cuenca fluvial, genéricamente los efectos indeseables de las avenidas pueden agruparse así:

- Depósitos de barros, lúgamos y arenas que esterilizan zonas de cultivo.
- Atarquinamiento de embalses que limitan de forma ostensible la vida útil de grandes obras de abastecimiento y riesgo.
- Erosión de márgenes con ruinas de estructura viaria o de construcciones urbanas, industriales o de almacenamiento próximas. También de conducciones energéticas o líneas de comunicación aéreas o subterráneas.
- Modificación del curso de ríos ocupando áreas anteriormente productivas.
- Pérdida de bienes por efecto de las aguas



**Fig. 16-IV-14.- Desplazamiento del cauce de un arroyo por ocupación de gran-parte de la llanura aluvial por escombreras mineras**

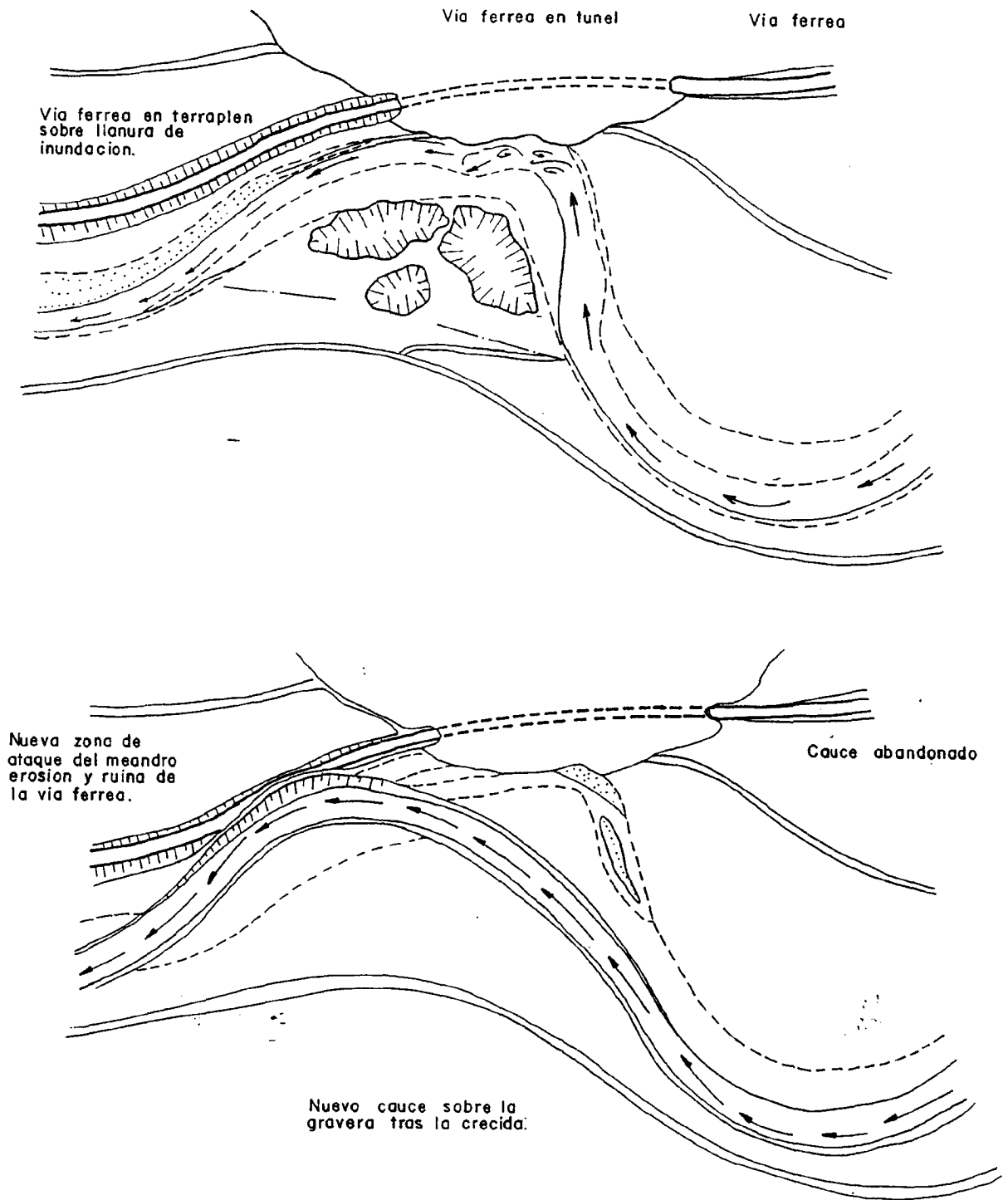
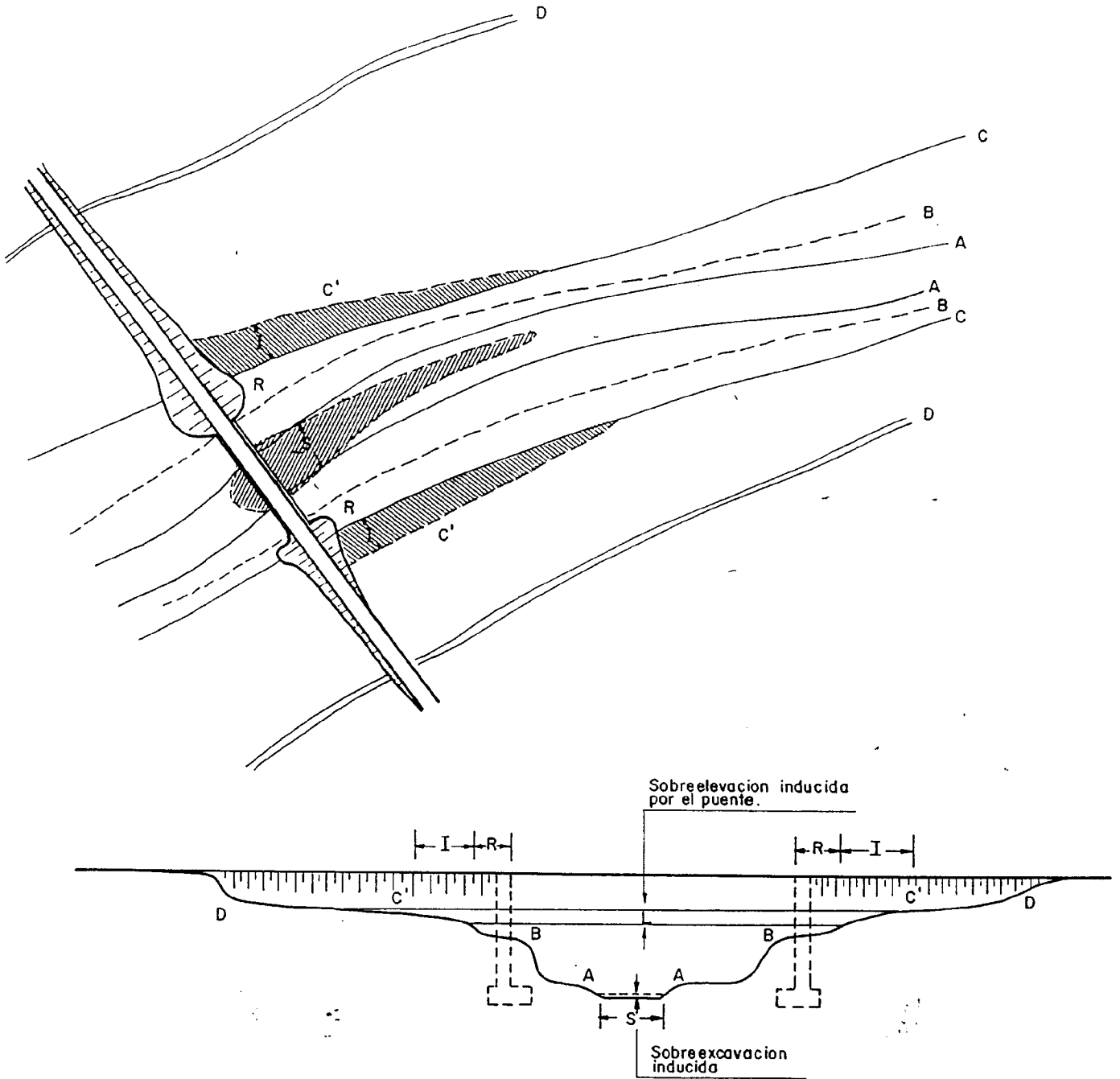


Fig. 16-IV.15.- Efectos de una gravera en la modificación de un cauce tras una crecida. En la situación A la erosión concentrada actuaba sobre roca sin afectar a la vía (sobreelevada) aunque se produjese el desbordamiento. En B actúa sobre un ribazo erosionable y causa la ruina de la vía y el terreno circundante



Perfil por el paramento de aguas arriba del puente

Fig. 16-IV.16.- Efectos de los terraplenes de puentes dispuestos invadiendo el cauce mayor excepcional. AA. Cauce de estiaje - BB. Cauce mayor. CC. Cauce mayor excepcional. CC'. Límite del desbordamiento inducido por el puente. I. Anchura del exceso de inundación inducida por el obstáculo R (muro-estribo y terraplén). S. Zona de sobreexcavación de fondo inducida por la sobreelevación de la lámina L. DD. Límite de la llanura de inundación.

## 16.IV/8 INUNDACIONES

semiembalsadas del área exterior de la llanura de inundación: oxidación de elementos metálicos, paralización de maquinaria, muerte por ahogamiento de animales, destrucción de cosechas, rotura de redes de riego, inundación de sótanos, etc.

- Formación de deltas, interiores o costeros, y conos de deyección que ciegan obras de paso, sepultan bienes, alteran playas, cortan vías de comunicación, etc.
- Modificación de niveles freáticos por cambios en el drenaje subterráneo de la llanura de inundación o por puesta en carga del drenaje subálbeo de antiguos distributarios abandonados que desecan pozos o impiden el desagüe de sótanos o bodegas.
- Cambios en las surgencias.

El catálogo anterior corresponde a los efectos primarios o directos, de bienes de posibles destrucción por una avenida. Existen además otros efectos nocivos secundarios derivados de disfunciones originadas por la avenida, tales como:

- La rotura de conducciones eléctricas pueden dar lugar a incendios y la de conducciones de combustible a explosiones que agraven los siniestros.
- Las poblaciones aisladas pueden padecer hambre, sed o epidemias.
- Se puede producir la contaminación de aguas, tierras y aire por vertido o escape de productos nocivos, tóxicos o venenosos.
- Animales salvajes o más comúnmente roedores pueden ser desplazados de sus hábitas e invadir áreas pobladas.
- Se producen pérdidas por lucro cesante tanto por dificultades de producción (acceso de operarios) como de suministro de material en industrias no afectadas por la inundación, pero próximas a la misma.

Tanto las pérdidas directas como las indirectas están en proporción de la magnitud y duración de la riada, pero hay otros parámetros a tener en cuenta. Para una zona industrial la estacionalidad no suele ser factor importante; pero sí lo es en una zona agrícola si la inundación se produce antes o después de la recogida

de la cosecha. Si el terreno está helado la erosión será mucho menor que si está seco y suelto, y esto depende entre otras cosas de la latitud y altitud del lugar y de la época del año en que se produzca. Finalmente las cuencas en las que las crecidas se producen con amplios períodos de retorno suelen tener pérdidas mayores (para una única crecida) que las que padecen el fenómeno con mayor frecuencia; en el primer caso se pierde el recuerdo de la catástrofe y se ocupan terrenos de alto riesgo más frecuentemente que en el segundo.

### 16-IV.4 OBRAS DE PROTECCION Y DEFENSA

#### 16-IV.4.1 Medidas estructurales y medidas no estructurales

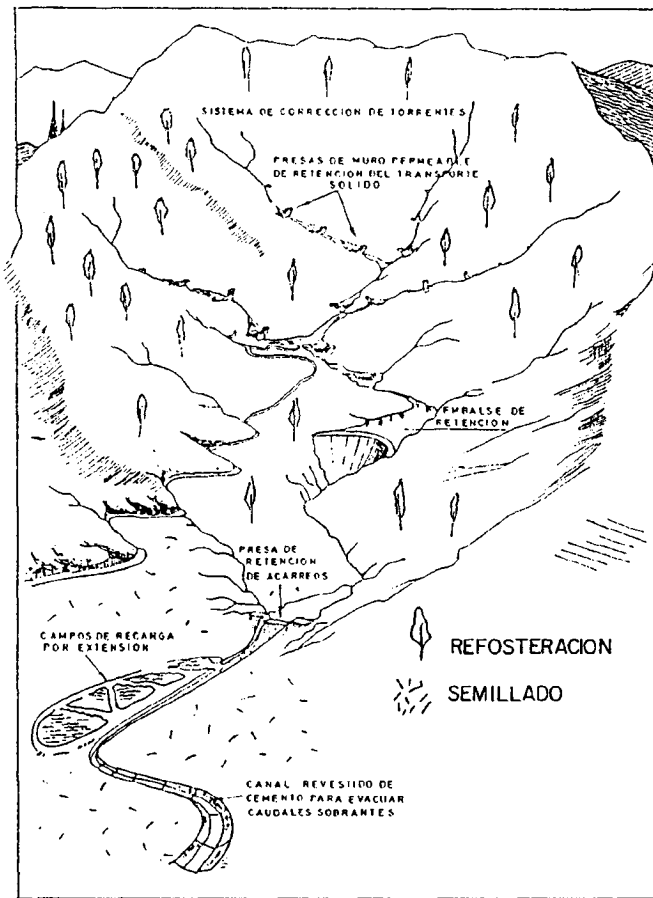
Como ya dijimos anteriormente, aunque al principio lo hiciera de una forma empírica, el hombre ha tratado siempre de defenderse de la crecida y desbordamientos de los ríos.

La insuficiencia de alguna de las medidas de protección tomadas, o la disposición poco idónea de las mismas por falta de conocimientos del mecanismo de crecida fluvial, hizo sin embargo surgir el excepticismo en la opinión pública; se perdió en buena parte la confianza de su eficacia.

Este excepticismo no está justificado, pues salvo casos muy puntales en los que se ha magnificado la catástrofe, sin las medidas tomadas las pérdidas hubiesen sido mucho mayores. No obstante, ya hemos dicho que las medidas estructurales de defensa contra avenidas no pueden en general eliminar el riesgo; por ello en la actualidad se tiende a tomar "medidas mixtas" que incluyan, tanto las obras de defensa, regulación, drenaje, derivación, etc. como otras medidas no estructurales que ayuden a reducir el riesgo y a paliar las pérdidas por inundación.

En cualquier caso todas ellas deben partir del conocimiento más preciso posible, de los mecanismos locales de proceso-respuesta del cauce frente a la crecida en cada punto. Parece, por tanto, indispensable conocer al menos la situación planimétrica de: cauce mayor excepcional (coincidente en general con el canal de crecida); orla de inundación y límite exterior de la llanura de inundación secular según quedaron definidos en el punto 2.

A partir de aquí deberán programarse las medidas estructurales de defensa más idóneas entre las siguientes, fig. 16-IV.17 y 16-IV.18:



**Fig. 16-IV.17.-** Actuaciones en cabecera para aumentar la regularización de una cuenca y controlar las avenidas: Las presas de retención de sólidos disminuye la pendiente de los torrentes y frenan la erosión al regular y elevar el nivel de base local. La reforestación aumenta la infiltración y disminuye la energía de impacto de la lluvia con el suelo frenando la erosión. El embalse de retención almacena temporalmente la escorrentía de tormenta; debe ser vaciado lo más rápidamente posible (presa-agujero) para poder retener la avenida siguiente; periódicamente deben evacuarse los sedimentos que se produzcan abriendo los desagües de fondo. La presa de retención de acarreos sirve para clarificar el agua por decantación, previamente a la recarga del acuífero dispuesto al comienzo de la llanura. Los acarreos detenidos deben poder ser dragados y transportados para su aprovechamiento. La recarga se realiza mediante zanjas que diversifican el cauce en una zona con vegetación (semillada). Sólo los caudales sobrantes no infiltrados de los regulados se incorporan a la escorrentía de la cuenca vegetal

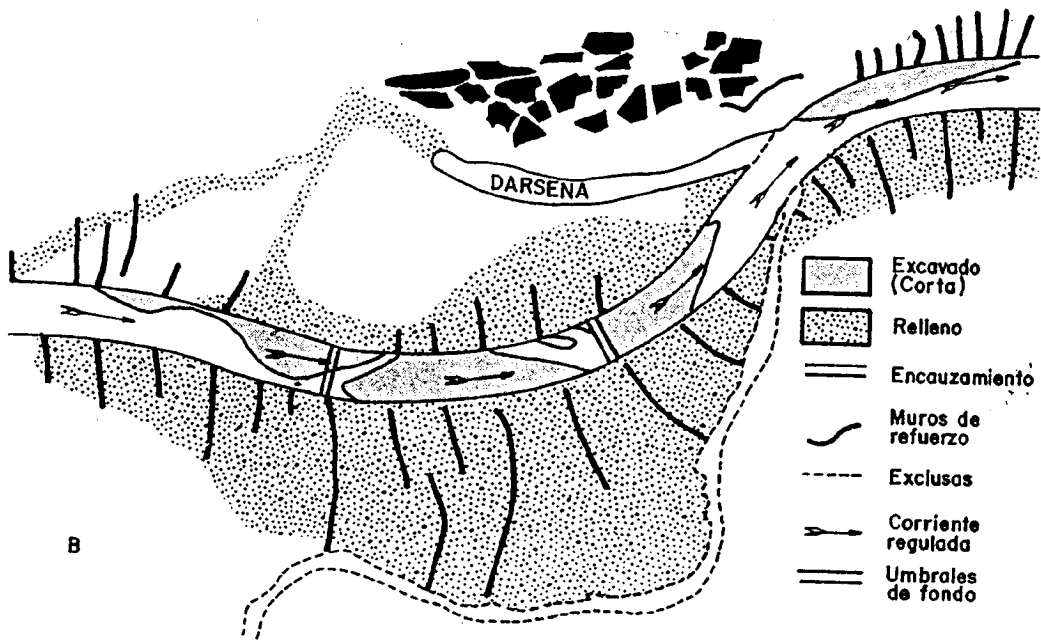
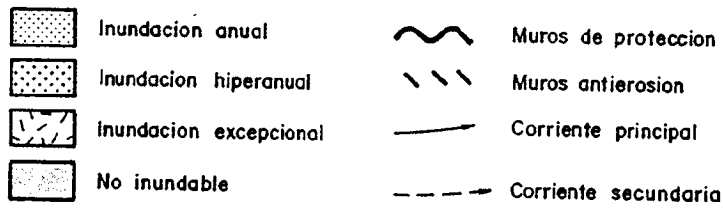
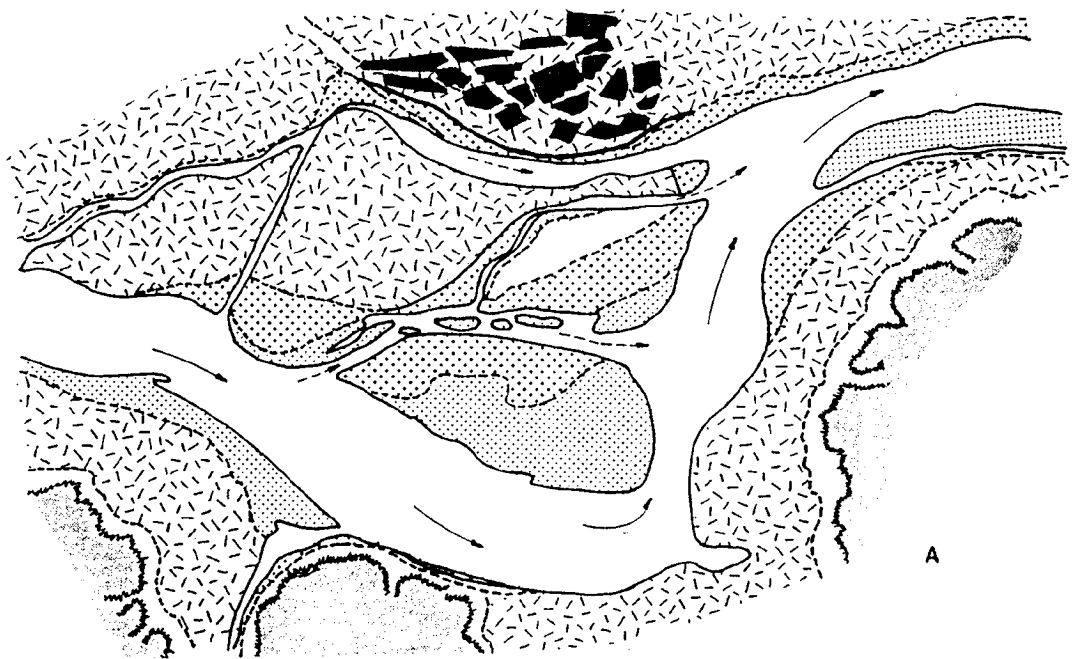


Fig. 16-IV.18.- Actuaciones en el cauce medio y bajo: Encauzamientos, cortas, rellenos, regularizaciones de cauce, muros transversales de refuerzo, umbrales de fondo, etc.



- Embalses de regulación.
- Reducción de la escorrentía:
  - \* Ampliación de la cubierta vegetal = reforestación.
  - \* Azudes retardadores en torrentes.
- Estabilización de cauces.
- Mejora de la capacidad del cauce:
  - \* Limpieza
  - \* Cortas y rectificaciones
  - \* Dragados
  - \* Homogeneización de la pendiente
  - \* Rebaje local del fondo
- Protección de márgenes:
  - \* Muros de contención laterales
  - \* Escolleras
  - \* Zonas fusibles
- Desvíos de caudal:
  - \* Trasvases
  - \* Recarga de acuíferos subterráneos
- Modificación de desagües y confluencias.

Como complemento de estas, las medidas no estructurales, es decir, las que no implican construcción, a adoptar pueden ser una o varias de las siguientes:

- Previsión y caución de riadas. Preaviso mediante redes de alerta.
- Control de Planeamiento y uso de la Llanura.
- Planes de evacuación y emergencia.
- Adquisición de terrenos con riesgo por parte de la Administración para incorporarlos al dominio público.
- Información y concienciación de la población ribereña.
- Seguros contra riadas.
- Adaptación a la riada.

#### 16-IV.4.2 Definición de las distintas área de riesgo

La definición de las distintas áreas de peligro decreciente dentro de la llanura puede hacerse en la actualidad por tres métodos:

- 1º Histórico.
- 2º Hidráulico
- 3º Geomorfológico.

El primero utiliza los datos conocidos a través del tiempo; mediante un tratamiento estadístico de las extensiones inundadas en crecidas conocidas se calcula la probabilidad de inundación de cada punto de la llanura.

De forma operativa supone sencillamente superponer sobre el plano topográfico local las áreas inundables en el pasado, de las que se tienen datos fiables y ver su recurrencia.

Presenta sin embargo, algunos inconveniente:

- a) Cualquier crecida supone modificación del terreno en mayor o menor medida, por tanto no podemos asegurar que la morfología local en el momento de la crecida y la actual sean la misma; esto es menos fiable cuanto más alejado en el tiempo.
- b) Los datos históricos ahora no suelen ser precisos o pueden hacer referencia a edificios o lugar ahora no localizables. Siempre que sea posible, el ideal es utilizar planos históricos contemporáneos a cada crecida. En la mayor parte de los casos estos planos, aún los carentes de topografía, permiten reconstruir la inundación mejor que los actuales.

Mediante el método hidrológico las zonas inundables de una cuenca, la altura de agua previsible en la misma y la duración de la riada, pueden calcularse con cierta aproximación utilizando modelos hidráulicos e hidrológicos. En caso de disponer en la zona de registros foronhómicos suficientes, tanto en extensión como en densidad de distribución, se pueden obtener de los mismos los hidrogramas de caudales y niveles, deduciendo su recurrencia o períodos de retorno, mediante el análisis de frecuencias de las series de datos registrados.

Los datos obtenidos en los distintos puntos de registro distribuidos en el área de estudio permitirán la

## 16.IV/10 INUNDACIONES

delimitación de las zonas inundables para las distintas probabilidades de ocurrencia.

Cuando las estaciones de aforo existentes no cubren la cuenca en número suficiente o la extensión de sus series de datos no es la adecuada, se debe abordar el problema a partir de los datos pluviométricos. El número de estas estaciones y la extensión de sus registros suele ser sensiblemente mayor.

El método se basa operativamente en:

- 1° Cálculo de escorrentía.
- 2° Análisis de la forma y naturaleza del canal y cálculo de su capacidad máxima.
- 3° Cálculo de las corrientes sobre la llanura de inundación una vez producido el desbordamiento.

La aplicación de este método es indispensable para dimensionar las obras de defensa y las necesidades de regulación de la cuenca. En la medida en que permite evaluar el desfase lluvia-riada es útil para la puesta en marcha de alarmas que permitan la evacuación de la población amenazada.

Las mayores dificultades del método residen en la insuficiencia en general de los datos de partida, de forma que las extrapolaciones no siempre son válidas.

El método geomorfológico se basa en la interacción de la corriente fluvial y los desbordamientos con el territorio circundante. Esto permite determinar la existencia de formas topográficas debidas a la dinámica fluvial y separarlas de las originadas por otros agentes modeladores del terreno.

Tanto las formas de erosión como de deposición fluvial son más frecuentes cuanto más próximas al cauce. Por otra parte parece evidente que cuanto mayor sea la frecuencia de las acciones modeladoras, mayores serán las huellas; por tanto zonas inundadas frecuentemente (períodos de retorno cortos) ofrecerán forma de modelado fluvial más claras que aquéllas en las que esas acciones ocurren muy de tarde en tarde.

El método geomorfológico permite gradualizar así zonas de intensidad decreciente en la acción fluvial a partir del río; la persistencia de las formas permite normalmente definir:

- 1° Zonas en que todas o la mayor parte de las formas

se deben a la acción del río.

- 2° Zonas donde coexistan con otras de modelado subaéreo no fluvial.
- 3° Zonas donde las formas fluviales son minoritarias o esporádicas.

La asignación de un período determinado a cada una de ellas depende de cada cuenca en particular; sin embargo para el caso de España parecen ser más o menos válidas las siguientes correlaciones: Zona 1,  $T \geq 10$  años; Zona 2,  $10 < T \leq 25$  años; Zona 3  $> 25$  años.

Con cualquiera de estos tres métodos, o mejor con la aplicación de los tres a una misma cuenca a fin de tratar posibles errores, estaremos en disposición de trazar un plano de las áreas inundables y los distintos períodos de retorno de las mismas.

### 16-IV.4.3 Actuaciones recomendadas en las distintas áreas de la llanura de inundación

Las actuaciones compatibles con un correcto uso de la llanura de inundación se deducen de las propias definiciones, según se trataron en el punto 2.

- El Cauce Mayor debe mantenerse funcional siempre; no se admiten en él otras construcciones que las propias de regulación: presas y azudes. A ser posible se deben evitar las pilas de los puentes. Una buena policía fluvial supone no permitir en el mismo rellenos artificiales o vertidos incontrolados; también debe mantenerse limpio de vegetación palustre o de derrubios laterales mediante limpiezas o dragados periódicos.
- En el Cauce Mayor Excepcional son admisibles las pilas de puentes pero debe permanecer permeable sin terraplenes transversales; recuérdese que en crecidas corresponde al área donde la energía de la corriente es máxima.

Puede estar ocupado por cultivos o bosques de ribera pero sin que estos aprovechamientos impliquen ningún tipo de modificaciones en el terreno: aterrazamientos, muros de bancales, vallas protectoras, etc. En general no deben existir en él ningún tipo de obstáculos que interfieran al flujo previsible en crecidas, en particular construcciones permanentes de cualquier tipo y menos aún viviendas.

- En la Orla Exterior el desbordamiento suele

producirse por derrame lateral pero en general sin corrientes o con velocidades bajas (aguas mansas). Las ocupaciones de este territorio deberán estar en consonancia con ello; sobre todo deberán ser permeables de forma que no se produzcan diferencias en altura de lámina de agua que introduzcan corrientes locales o roturas de muros o paredes por presión diferencial.

En esta zona pueden proyectarse medidas estructurales de encauzamiento, pero siempre con carácter local para protección de bienes no susceptibles de traslado. Debe tenerse en cuenta que no es posible eliminar el efecto regulador del desbordamiento en una zona sin afectar a otras próximas. En el límite a ocupar total o permanentemente la Orla Exterior de una cuenca supone modificar totalmente la dinámica fluvial en crecidas y, generalmente, introducir mayores desastres aguas abajo (e incidentalmente aguas arriba) del área ocupada.

De forma normal este área debe utilizarse para instalaciones deportivas que no requieran construcciones continuas ni de gran tamaño; también para parques, jardines y zonas de recreo y accidentalmente para el asiento de servicios no indispensables con las limitaciones citadas.

Finalmente la Llanura de Inundación Secular permite la urbanización con la construcción de viviendas aunque con ciertas limitaciones; en lo posible deberá intentarse la existencia de plantas bajas diáfanas y evitar sótanos (tanto más cuanto más próximos al río). Se admite terraplenar como máximo el 20% de la superficie. No deben almacenarse en ella elementos tóxicos, explosivos o de alguna forma peligrosos. Es un área vedada a la instalación de hospitales, cuarteles de bomberos y, en general, cualquier servicio indispensable en caso de desastre.

#### 16-IV.4.4 Recomendaciones para una correcta gestión de la cuenca

Una gestión correcta debe comenzar por reducir el caudal que deba evacuarse por el río y evitar en el posible la concentración de máximos en la onda de crecida de los afluentes. Esto supone comenzar a actuar sobre las vertientes tomando medidas que faciliten la infiltración y/o retarden el flujo de la escorrentía. Las más comunes son:

- Reforestación de montes y semillado de praderas.
- Aterrazamiento, abancalamiento y arado paralelo

a las curvas de nivel.

- Rotación de cosechas con barbecho semillado.
- Construcción de azudes en tórrentes o presas de cabecera.

Las medidas agrícolas y forestales que facilitan la infiltración y la evapotranspiración tienen una ventaja añadida: el agua infiltrada que finalmente alcanza el río y debe ser evacuada crece de carga sólida. En cualquier caso, estas medidas son bastante eficaces para tormentas pequeñas y menos para las de larga duración. Funcionan mejor para corregir pequeñas cuencas en las que el período de concentración no pasa de 2 a 3 horas que en las más extensas. Experimentalmente se ha reconocido (\*) que con precipitaciones entre 20 mm y 50 mm el caudal de escorrentía puede reducirse entre un 20% y un 40%, en tanto que para precipitaciones de 70 mm a 120 mm la reducción baja a un 15%.

Para lluvias mayores o áreas con suelo saturado de forma permanente o semipermanente debe recurrirse a los embalses reguladores de cabecera. Estos deben proyectarse sin considerar otros aprovechamientos, es decir, manteniéndolos vacíos en general; normalmente son suficientes vasos de pequeña capacidad abundantes en la montaña y en muchos casos son eficaces las llamadas presas-agujero que permiten un desagüe continuo pero controlado.

La gestión de la llanura propiamente dicha debe tenerse en cuenta los condicionantes para instalación de obras tratados en el punto anterior. A partir de ellos deben tomarse las medidas adecuadas en cada caso.

Si el riesgo de inundaciones está generalizado en toda la cuenca o afecta a toda la llanura hasta la desembocadura a partir de un punto, se debe intentar la regulación del caudal mediante grandes presas o derivación hacia otras cuencas adyacentes (fig. 16-IV.19). Sólo en el caso en que los riesgos sean locales parecen apropiadas las obras de mejora para aumentar la capacidad de desagüe del canal; entre este último caso, como ya se ha comentado antes, más que evitar el desbordamiento, lo que se hace es trasladarlo hacia aguas abajo, pero esto puede ser una solución válida en algunos lugares.

La política de construcción de grandes presas suele tener detractores, y es cierto que producen impactos nocivos en el entorno físico (terremotos indu-

(\*) R. Coates (1976)

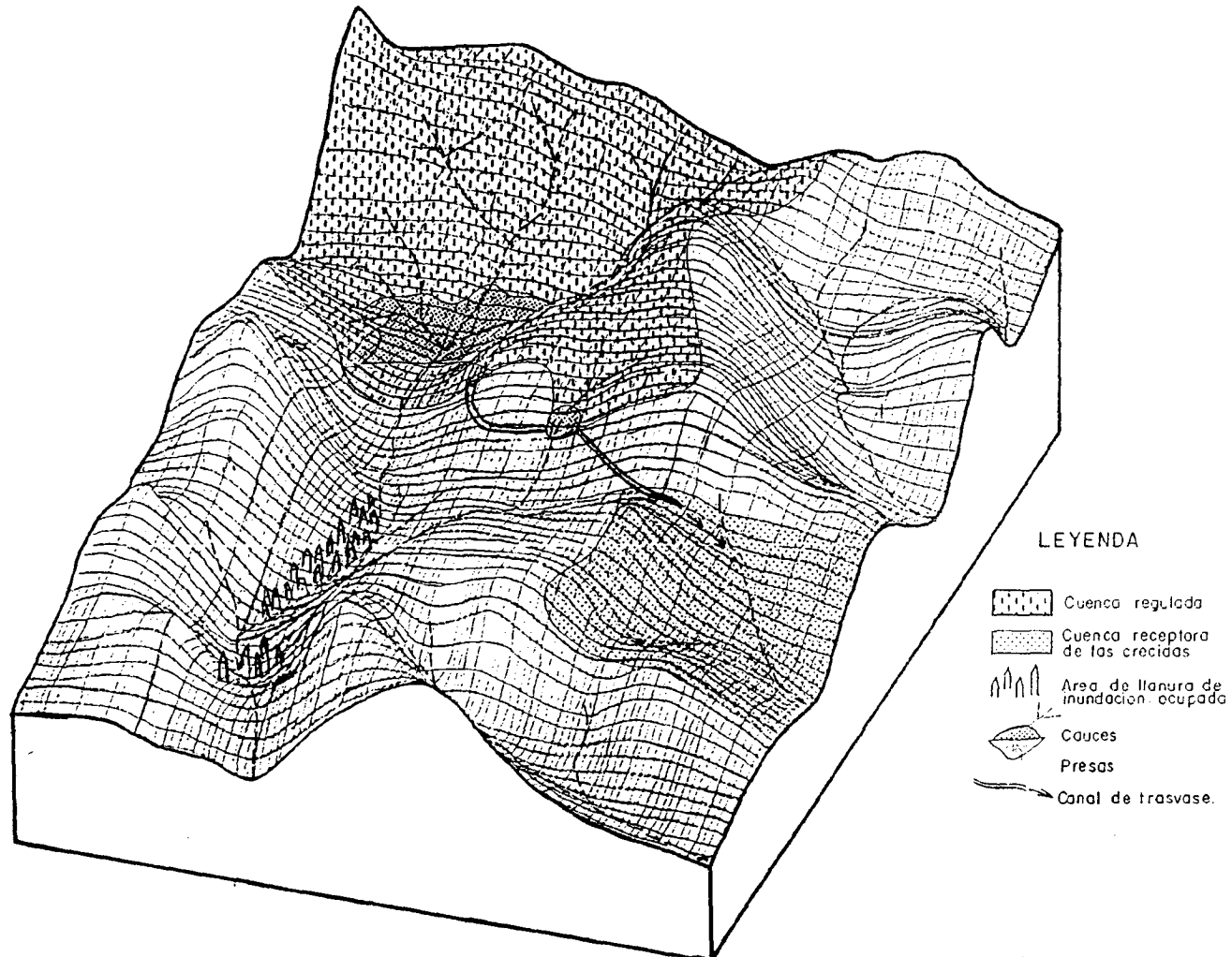


Fig. 16-IV.19.- Actuaciones sobre una cuenca con alto riesgo de inundación: ocupación de la llanura en el tramo medio y bajo, presas de regulación grandes (A) o medias (B) y derivación a otras cuencas con menor riesgo

de cultivos, etc.), pero también es cierto que pueden ser la única solución en algunas cuencas, cuya parte baja ha sido ocupada de forma masiva y es incapaz de evacuar los caudales de crecidas modestas.

A veces, una alternativa válida es el trasvase a otras cuencas adyacentes; eso no siempre es posible y en general es muy costoso, pero en algún caso puede ser la única solución válida o la más conveniente. Si así se acepta debe tenerse en cuenta, además de las dificultades inherentes al proyecto de presa de desviación y canal (o conducción subterránea) que salve el collado, los efectos inducidos en la cuenca receptora. Esta última presentará siempre un cauce en equilibrio con su situación natural pero que deberá adaptarse a los aportes adicionales que le llegan. Como en general se va a verter sobre cabeceras, la erosión inducida puede ser muy importante, por lo que los arrastras de material sólido pueden modificar de forma notable el régimen de la cuenca receptora (\*\*).

Aunque evidentemente se tomen todas las medidas en principio previsibles, deberá hacerse un seguimiento del comportamiento de la cuenca receptora por el período suficientemente largo como para asegurar que los efectos incluidos llega a compensarse. Además el estudio de inundabilidad de la cuenca receptora con los nuevos caudales derivados va a condicionar el desarrollo de ella al aumentar los riesgos de inundación propios. Antes de proceder a la realización de las obras deberán evaluarse y asumirse los riesgos inducidos.

Otra forma, al menos teóricamente factible, de disminuir caudales en una cuenca es la recarga de acuíferos subterráneos (fig. 16.VI.20). Hay poca experiencia en este aspecto pero al menos en principio debería hacerse un estudio lo más completo posible de los flujos subterráneos. Dada la dificultad para establecer éstos, parece aconsejable realizar las derivaciones de forma fraccionada y controlar las repercusiones. Debe tenerse en cuenta los riesgos derivados de un aumento de disolución en acuíferos kársticos (en principio los más idóneos de utilización), son sólo controlables a medio o largo plazo.

En cuanto a las medidas de carácter local como cortas, rectificaciones, homogeneización de la pendiente y rebaje local de fondos deben hacerse las siguientes consideraciones:

Un canal de crecida no está en equilibrio con la situación de aguas medias, por lo que una corta artificial de meandro tenderá a modificarse y recuperar la sinuo-

sidad orinal, hay ejemplos documentados del caso (\*\*\*) y, por otra parte, es evidente que las cortas naturales forman parte de la evolución natural de un río sinuoso, que en ningún caso deviene a recto.

En este aspecto parece más aconsejable que las cortas de utilización continua, la apertura de cauces alternativos, útiles exclusivamente en crecidas (fig. 16-IV.21) cuyo fondo se utilice durante los períodos normales con las limitaciones del cauce mayor excepcional; estos cauces deberán estar separados del cauce de aguas medias mediante muros-fusibles. Por otra parte, una corta siempre es un lugar de aceleración del flujo al salvar en menos distancia el mismo desnivel; esto obliga a calcular con precisión la erosionabilidad de fondo y márgenes disponiendo de ellos los materiales adecuados.

La homogeneización de pendiente o el rebaje local de fondos suponen medidas que permiten drenar más rápidamente una sección del cauce; pero por lo mismo alterarán no solo la velocidad media y por tanto suponen zonas de erosión (donde el flujo se acelera) y sedimentación (donde se retarda), sino que además pueden inducir la formación de vórtices y remolinos, con posibles erosiones concentradas no deseables, ya que es muy difícil eliminar los niveles de base locales, casi siempre sustentados por estratos rocosos duros (fig. 16-IV.22).

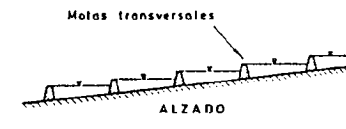
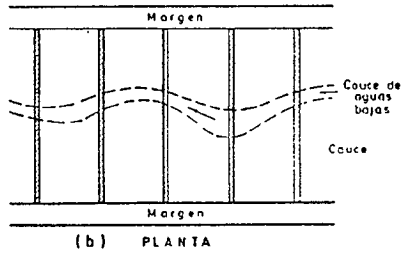
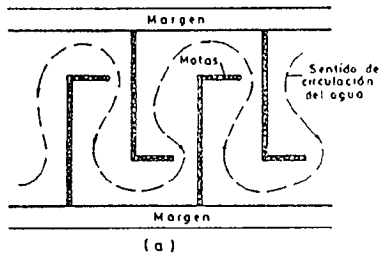
Consideramos por último la construcción de muros de contención, diques, muros sumergidos, encauzamientos, canalizaciones, etc. (cuya configuración en detalle se considera en el apartado siguiente).

En general debe decirse que no deben construirse "nunca" en el interior del Cauce Mayor Excepcional. Ciertamente esto no es posible en los casos en que este área de la llanura ha sido ocupada con bienes y estructuras que es preciso proteger. En estos supuestos si la orilla opuesta lo permite, deberá habilitarse un espacio alternativo que actúe como tal canal de crecida; de esta forma, los muros de protección se dispondrán únicamente en una de las márgenes.

Si ambas márgenes deben protegerse, conviene considerar la construcción de cauces de crecida artificiales como los anteriormente citados como alternativa para las cortas. En el caso de que toda la llanura esté ocupada y no se pueda eliminar o contener la crecida aguas arriba, un encauzamiento con muros elevados puede ser un mal menor, (como se vio al final

(\*\*) J. M<sup>a</sup> Rodríguez y C. Prieto (1978.a)

(\*\*\*) J. M<sup>a</sup> Rodríguez y C. Prieto (1978.b)



1

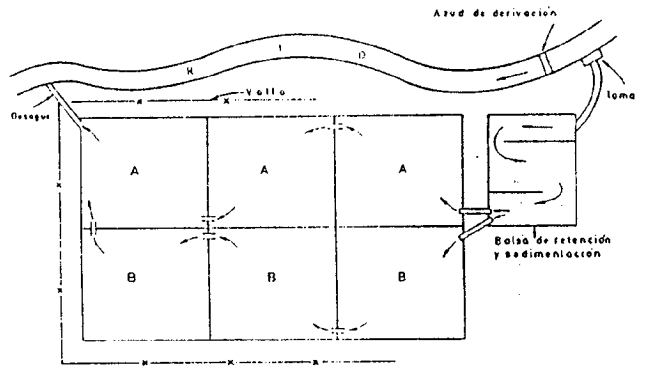


Fig. 16-IV.20.- Recarga de Acuíferos subterráneos:  
 1). Sobre el propio cauce (a). La infiltración aumenta al aumentar el recorrido del canal de aguas bajas  
 b) La infiltración aumenta al ocuparse en aguas bajas la totalidad del cauce mayor 2) Sobre la llanura de inundación: mientras las bolsas A se recargan en B se infiltran y secan

(Según F. Vilaró en Hidrología Subterránea)

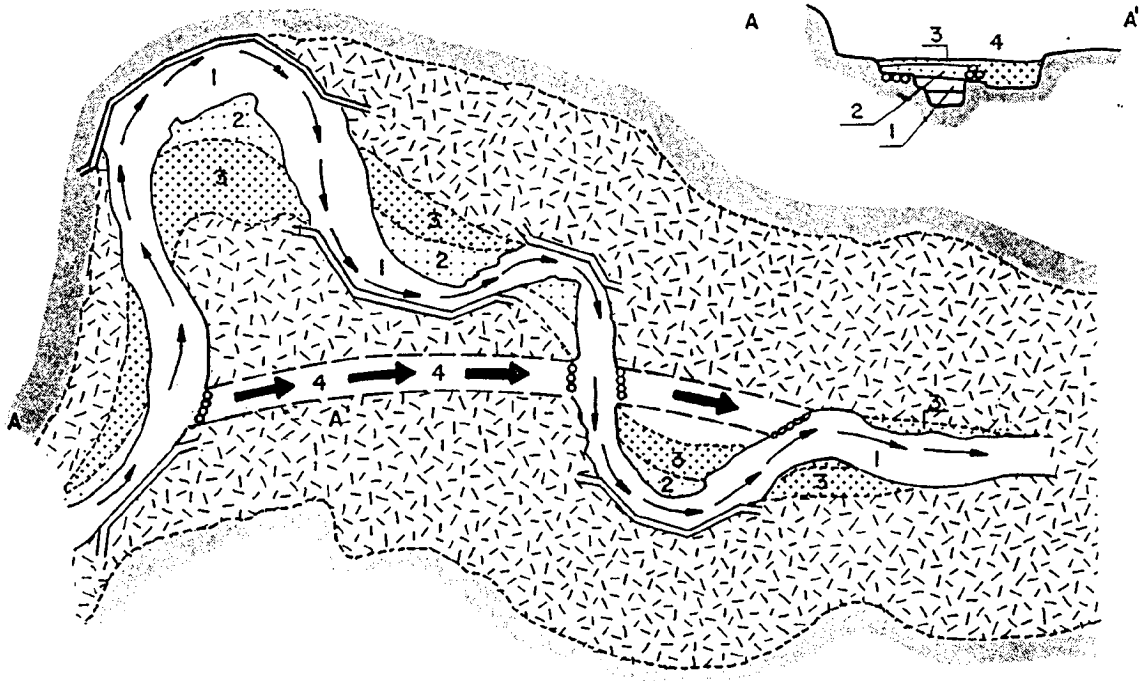


Fig. 16-IV.21.- Cauces alternativos-cortas sólo utilizables en crecidas. Cuando la altura del agua sobrepasa los límites del cauce mayor excepcional, los muros fusibles rompen y derivan la corriente por la corta evitando la inundación de la llanura

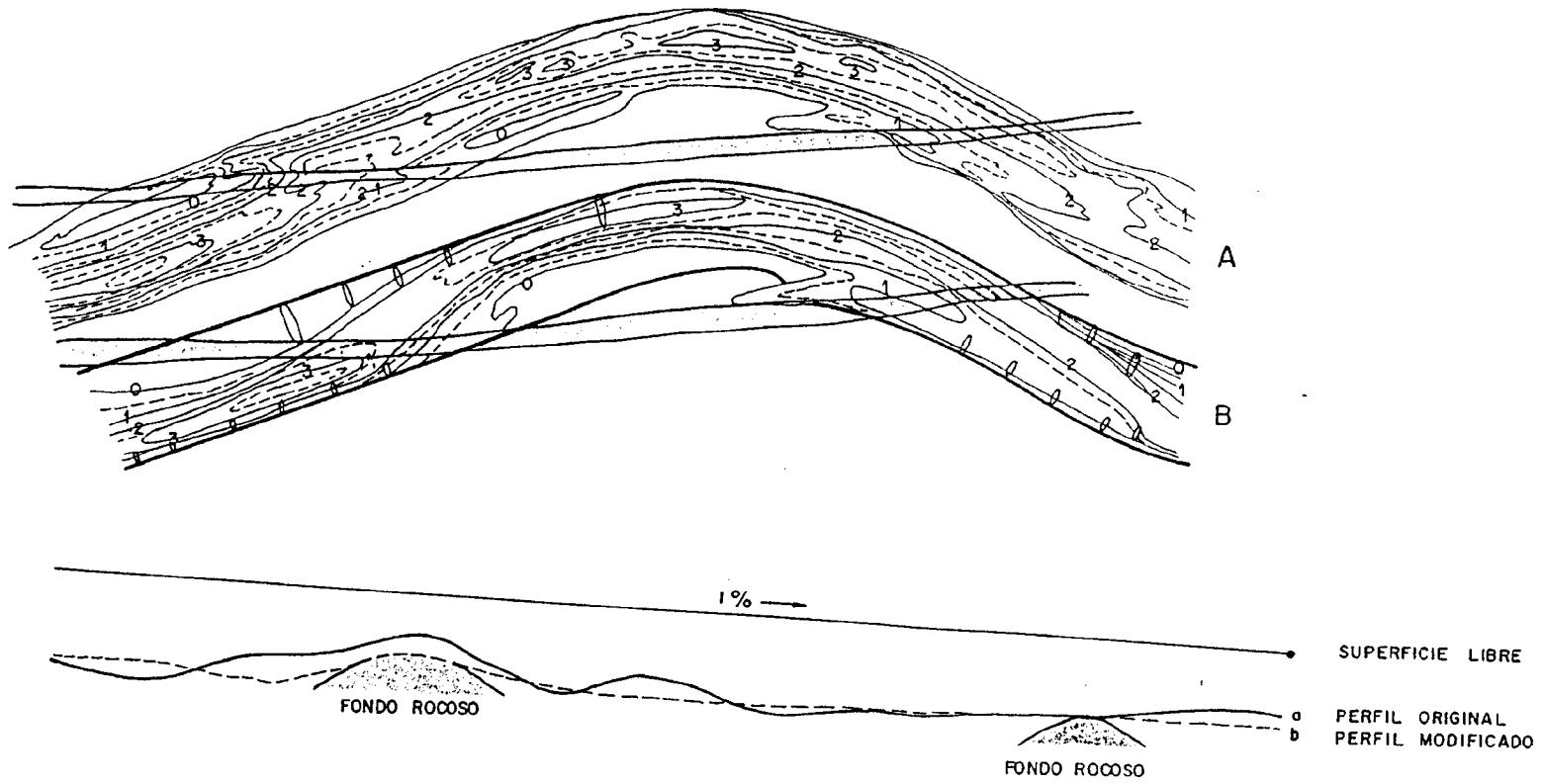


Fig. 16-IV.22.- Las obras de encauzamiento y dragado no pueden eliminar totalmente los efectos de los niveles rocosos duros del fondo que actúan como niveles de base locales  
 — Muros de encauzamiento    /// Muros sumergidos    Nivel rocoso duro  
 A.- planta original (a perfil original) - B.- Planta de encauzamiento  
 (b perfil modificado por dragado). Las profundidades se refieren naturalmente a la lámina de agua libre que presenta una pendiente media de ‰

del punto 2 de este capítulo) pero se debe tener conciencia del aumento del riesgo que supone la eventual rotura de tales muros.

#### 16-IV.4.5 Tipología de las obra de encauzamiento fluvial

Dejando a parte las presas de embalse referidas específicamente al control de riadas (embalses de regulación presas agujeros, azudes de laminación, etc.) cuyas características escapan al alcance de este manual, nos centraremos en las obras de encauzamiento.

En cualquier caso debe definirse previamente el *caudal de defensa*, es decir, aquél que la obra garantiza como de no desbordamiento. Este aspecto es muy importante por cuanto no es posible ya que no sería económicamente rentable ni, en muchos casos factible en llanuras de amplia ocupación.

Definido tal cauce de diseño las posibles actuaciones de encauzamiento pueden ser de tres tipos:

- Longitudinales - actuaciones sobre tramos largos.
- Transversales - actuaciones locales.
- Rectificaciones del eje y sección del río-dragados.

En el primer caso se consideran diferentes tipos de *diques* (muros): rígidos, flexibles y/o fusibles; *revestimientos* (protección-fijación de márgenes contra la erosión); *soleras* y *espigones*.

Las obras transversales útiles en encauzamientos son azudes y rastrillos o umbrales de fondo. Finalmente mediante las obras de dragado se intenta conseguir que el eje fluvial (línea de corriente más rápida) tome una configuración hidráulicamente estable, para lo cual deben estudiarse las secciones más idóneas tanto en los tramos curvos como en los rectos. En general las obras de dragado suelen estar acompañadas de alguna de las anteriores de forma que aumente su estabilidad en el tiempo.

Los diques rígidos pueden ser de hormigón, mampostería, tablestacas, o cualquier otro material que asegure su resistencia y permanencia en su lugar mientras no se sobrepase el caudal de defensa. En la fig. 16-IV.23 aparecen algunas configuraciones típicas de muros para encauzamiento fijo de márgenes.

Los muros de tipo flexible son de tierra, escollera, gaviones u otros materiales que permiten algún tipo de desplazamiento lateral sin perder

totalmente su eficacia. En el caso de los llamados muros fiables esta previsto que sobrepasado un caudal umbral, se rompan y permitan la laminación por inundación de la llanura o el paso por el cauce alternativo. En general, esto se consigue mediante la erosión en secciones más delgadas y de menor altura no protegidas en el trasdos, la instalación de compuertas que ceden bajo una presión calculada, etc. En la figura 16-IV.24 hay algunos ejemplos característicos de este tipo de diques.

En los revestimientos, más que permitir el paso de los caudales de crecida sin desbordamiento lo que se pretende es evitar la erosión de las márgenes naturales; se utilizan, además de los materiales de los diques (de hecho parte de los números de las figuras 16-IV.23 y 24 son verdaderas protecciones) gaviones planos, coronas metálicas, losetas de hormigón, geotextiles, etc. (fig. 16-IV.25).

La disposición de soleras en el fondo de los cauces trata de evitar socavaciones y regularizar la pendiente en toda la sección del álveo. Los sistemas más comunes son mediante zahorra u hormigón armado; en este último caso suelen ser continuación de los más longitudinales (canalizaciones), fig. 16-IV.26.

En cuanto a los espigones debe considerarse como muros dispuestos, en general, transversalmente a la corriente que normalmente permanecen sumergidos en crecidas. Su cometido es disipar la energía erosiva y crear zonas de depósito en las áreas erosionadas de forma que el cauce quede convenientemente fijado y no derive (fig. 16-IV.27). Otras veces se disponen de forma que la zona de máxima profundidad del cauce quede en lo posible centrada en el cauce (fig. 16-IV.28). La forma y naturaleza de los espigones es diversa y en general depende tanto de los materiales existentes en el área, como el problema a resolver; en la figura 16-IV.29 aparecen diversos tipos aunque pueden existir muchos más.

Los azudes transversales y rastrillos o unidades de fondo difieren de los espigones transversales al cauce en que ocupan todo el fondo del mismo y sobrepasen poco del fondo (azudes) o quedan enrasados con el mismo (umbrales-rastrillos). En general los azudes suelen ser de hormigón, en tanto que los rastrillos o umbrales pueden ser de hormigón, escollera o tabestacado. Los azudes a largo plazo quedan en general cubiertos por depósitos que sedimentan aguas arriba de los mismos. Los umbrales actúan simplemente como niveles de base locales que la erosión remontante



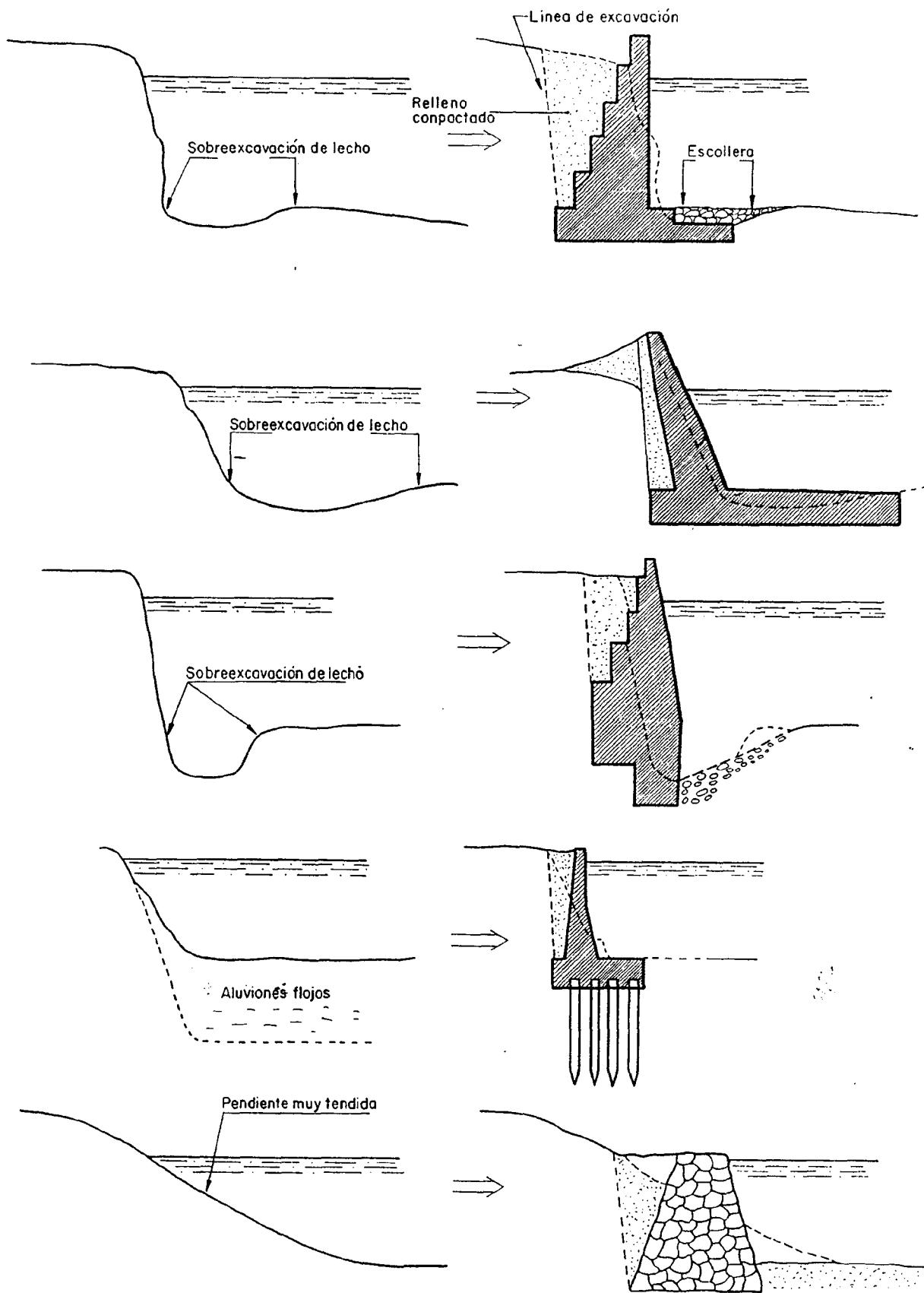
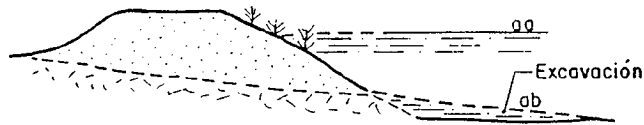
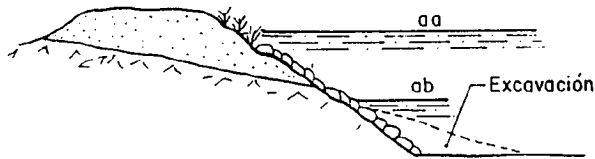


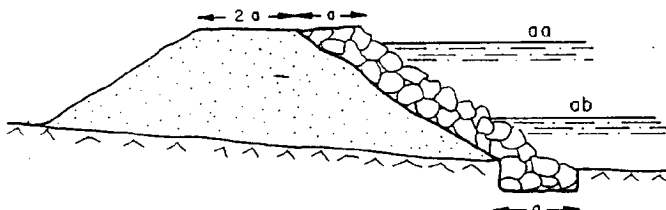
Fig. 16-IV.23.- Diferentes sistemas de diques rígidos de encauzamiento



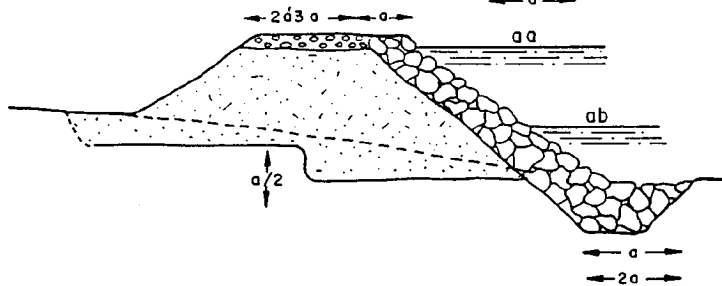
Pendiente  $< 1V/2H$   
 muro de tierra con o sin  
 protección de vegetación



Pendiente  $1V/2H \leq p < 2V/3H$   
 muro de tierra con protec-  
 ción de vegetación o  
 escollera

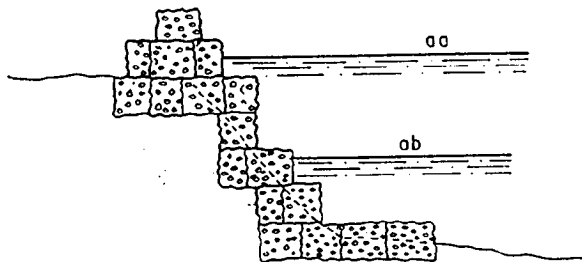


Pendiente  $\geq 2V/3H$   
 Muro de tierra compac-  
 tado con protección de  
 escollera natural sobre  
 terreno natural



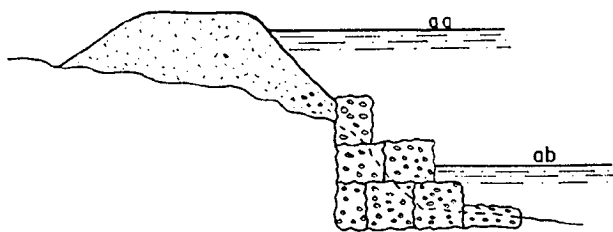
Pendiente  $\geq 2V/3H$   
 Muro de tierra compac-  
 tado con protección de  
 escollera y camino de  
 coronación de zahorra  
 empotrado en el terreno  
 natural

$0,75 e > a > e$   
 siendo e la excavación máxima previsible de fondo



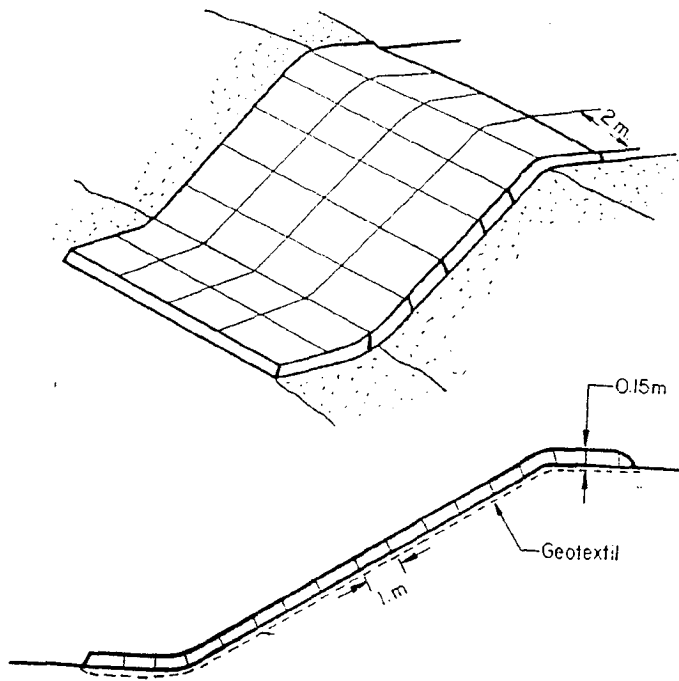
Pendiente  $\geq 1V/1H$

Muros de gaviones empo-  
 trados en las márgenes y  
 en el fondo mediante  
 excavación previa



Pendiente variable  
 Muro mixto de terraplén y  
 gaviones.  
 aa - aguas altas  
 ab - aguas bajas  
 Las escolleras pueden  
 sustituirse por piezas de  
 hormigón prefabricadas

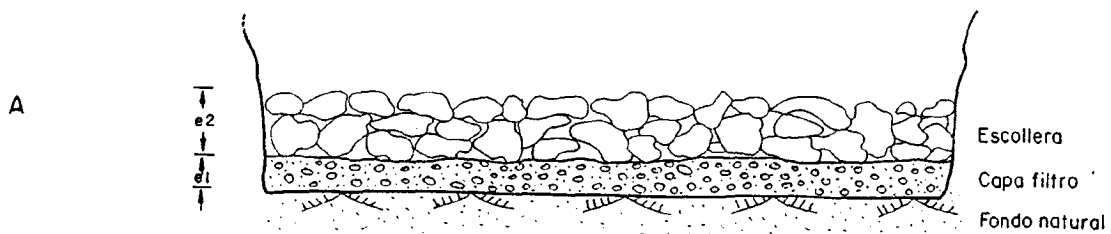
Fig. 16-IV.24.- Algunos tipos de diques flexibles de encauzamiento



Revestimiento de márgenes mediante malla metálica o gaviones planos; el espesor medio de la protección es de 0,15 m y las planchas de 1 m (vertical) x 2 m (horizontal)

A veces se dispone bajo los gaviones, mallas, losetas de hormigón, etc. un material geotextil a modo de capa filtro

Fig. 16-IV.25.- Protección de márgenes por revestimiento



$e_1 > D_{max}/2$ ;  $e_2 > D_{max}$  y  $e_2 > 2 D_{med}$ ; siendo  $D_{max}$  el diámetro del bloque mayor y  $D_{me}$  el del bloque medio

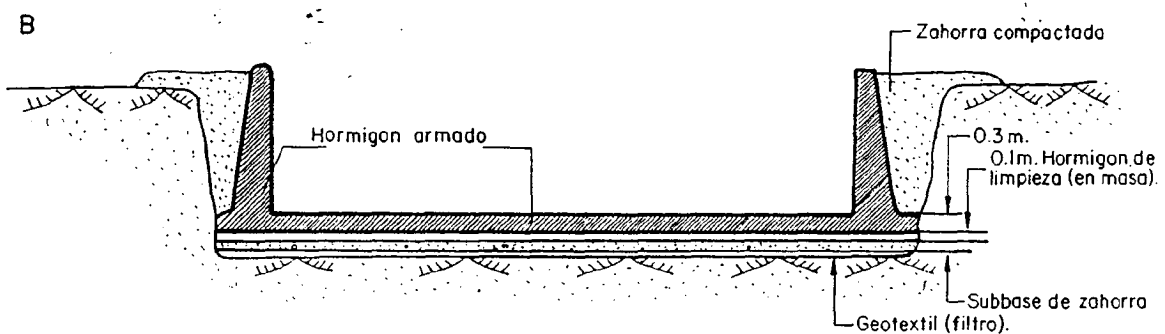


Fig. 16-IV.26.- Soleras: A de escollera; B de hormigón

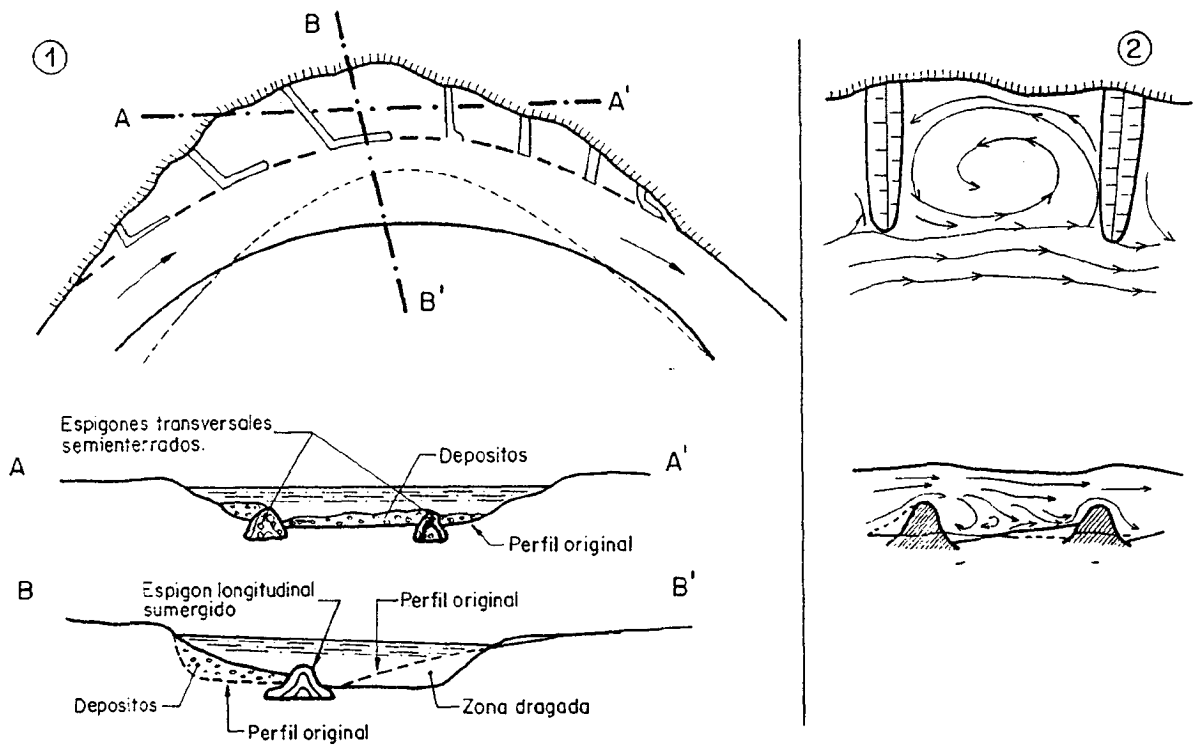


Fig. 16-IV.27.- Forma de protección de los espigones.  
1.- Planta y perfiles. 2.- Líneas de flujo

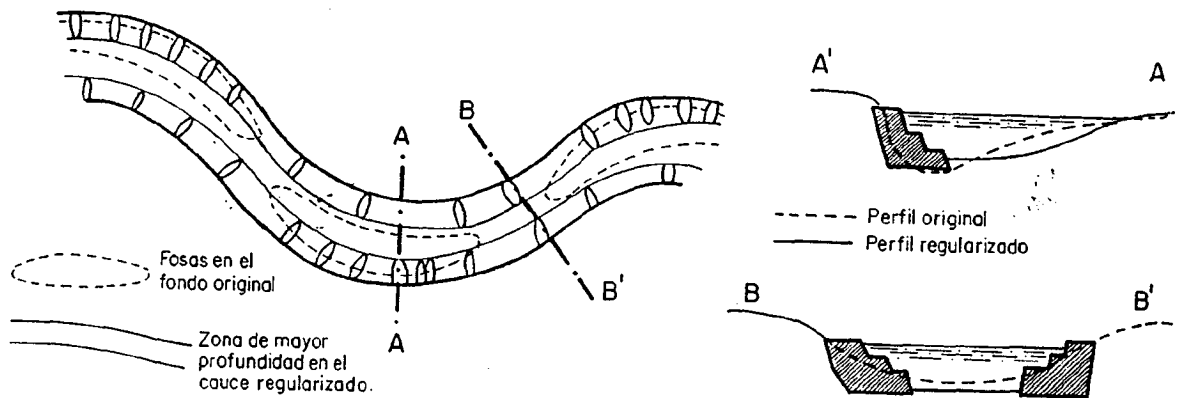
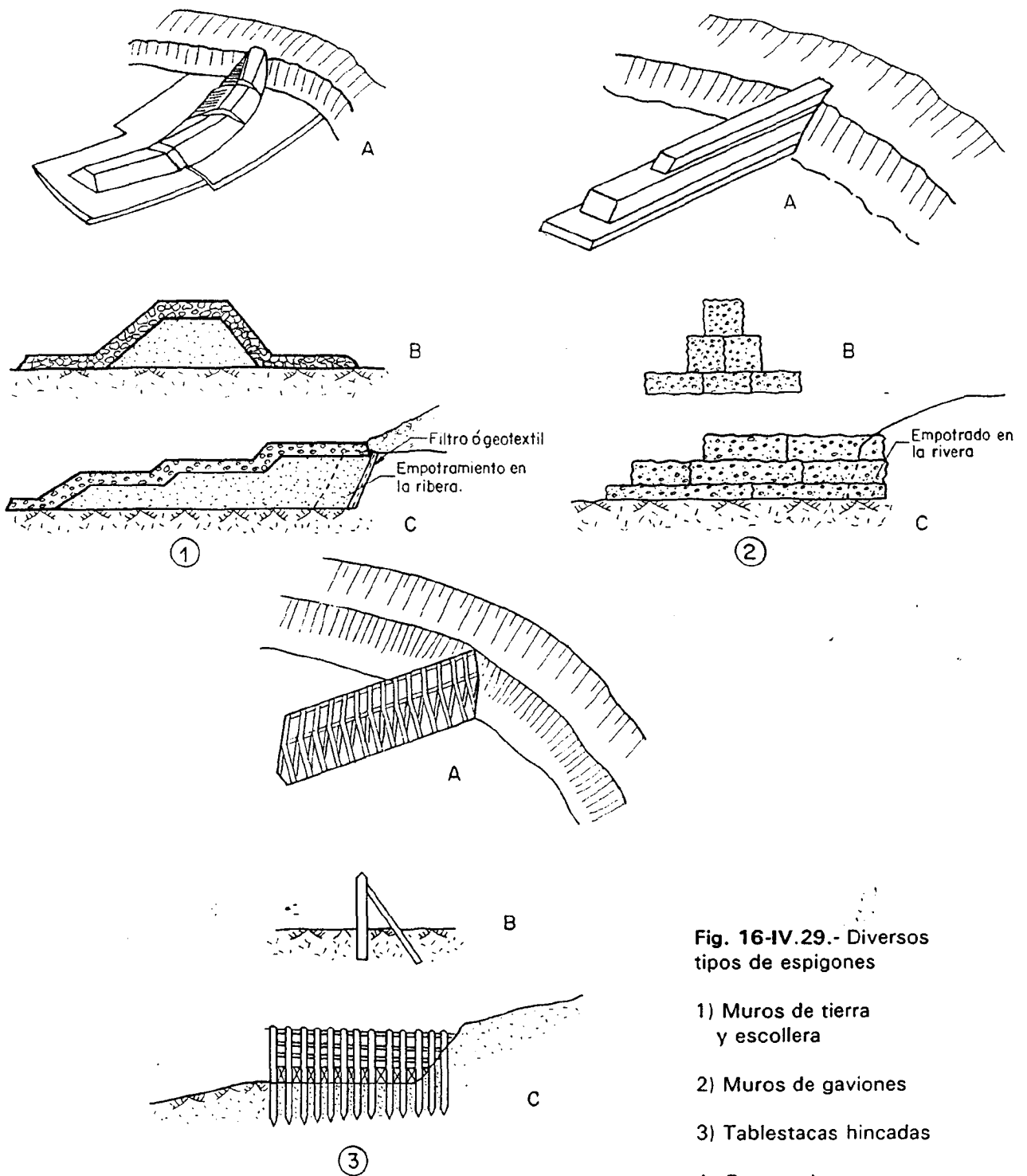


Fig. 16-IV.28.- Regularización de calado mediante espigones



**Fig. 16-IV.29.-** Diversos tipos de espigones

- 1) Muros de tierra y escollera
  - 2) Muros de gaviones
  - 3) Tablestacas hincadas
- A. Perspectiva  
 B. Perfil Transversal  
 C. Perfil Longitudinal

## 16.IV/14 INUNDACIONES

no debe superar. En la figura 16-IV.30 aparecen algunos ejemplos de azudes y rastrillos.

### 16-IV.4.6 La alternativa de la no protección

A primera vista puede aparecer un contrasentido considerarla, sin embargo, si se comparan los costos de inversión de algunas obras de defensa con el valor de los bienes que protegen, considerando el factor de riesgo real en función de los períodos de retorno previsible, puede ocurrir que el valor de estos últimos sea menor. En este caso, un buen seguro de riesgo deberá ser económicamente más rentable; si además se consideran los problemas inducidos en otras zonas de la cuenca, probablemente la alternativa de adaptación a la inundación de ciertas zonas sea la más conveniente.

Existe además el peligro real que unas obras de defensa financiadas por el erario público, propicien la ocupación de un territorio por bienes inmuebles que, posteriormente, demandarán mayor protección y una nueva inversión. La alternativa de compra de esos terrenos por parte de la administración, antes de su

revalorización para dedicarlos a usos compatibles con el desbordamiento, además de ser probablemente más barato, conserva mejor el medio natural y previene posteriores reclamaciones.

Si a la ampliación de la zona de dominio público en las riberas, mediante compra o permuta para dedicarlas a jardines, parques, áreas deportivas o bosques de ribera, junto con una política aceptable de seguros agrarios, se une una red de alerta fiable en aquellas cuencas que sea posible, las pérdidas humanas y materiales se minimizarán. Complemento de ellas deberá ser una política de planificación de la llanura de inundación compatible con las condiciones de uso más arriba apuntadas; también deberán existir unos planes de excavación suficientes que cuenten con una red de comunicaciones acorde con ellos.

Este tipo de medidas no estructurales, mucho menos agresivas con la naturaleza, permitirá reservar las obras de defensa estructurales, solamente para donde sean indispensables, casi siempre en entornos ya bastante degradados.

## CAPITULO 17

### ASPECTOS LEGISLATIVOS Y NORMATIVOS DE LA INGENIERIA GEOLOGICA

#### 17.1. INTRODUCCION

En este capítulo nos ocuparemos de la Legislación y Normativa aplicable en la Ingeniería Geológica, así como de las implicaciones jurídicas y legales derivadas de esta actividad.

La visión jurídica del término Ingeniería Geológica es ardua y compleja debido a su carácter instrumental.

Por ello, en cuanto nos alejamos del fenómeno social, los "aspectos" legales son regulados de forma difusa. Como consecuencia, nuestro ordenamiento jurídico presenta una profusa regulación fiscal, una escasa legislación de aguas, minas y edificación y una exigua reglamentación en Ingeniería Geológica, en sentido estricto.

Debido a su carácter técnico y cuantitativo de difícil consenso y transacción, así como a la rápida evolución del avance científico, la regulación jurídica de la I.G. tropieza con grandes dificultades.

Sin valor de exhaustividad, la Legislación aplicable comprendería la referente a Aguas, Minas, Edificación y Urbanismo y Medio Ambiente, como campos principales.

#### 17.2. LEGISLACION EN EL CAMPO DE LA INGENIERIA GEOLOGICA

Primeramente se analizarán los aspectos de la Ingeniería Geológica en la Constitución Española, para posteriormente realizar una breve reseña del resto de las materias.

##### 17.2.1 El ámbito constitucional

La llamada por la doctrina alemana *Wirtschaftsrecht* o la parte Económica de la Constitución Española está plasmada esencialmente en el Título I "De los derechos y deberes fundamentales", en el Título VII "Economía y Hacienda" y en el Título VII

"De la Organización Territorial del Estado Español". En estos Títulos Económicos está la regulación de las materias jurídicas relacionadas con la Ingeniería Geológica.

Dentro de este marco pueden considerarse tres grandes apartados:

*a.- La Ingeniería Geológica en los principios rectores de la política social y económica. Función social de la Geología.*

Los artículos 44 y 47 del Capítulo III del Título I regulan aspectos relacionados con la ciencia y la investigación: la protección del medio ambiente, la conservación del patrimonio cultural y artístico y el derecho urbanístico del suelo, principios que modulan la función asistencial del Estado, en el que la Ingeniería Geológica incide en una forma nítida.

*b.- La Ingeniería Geológica en las relaciones de producción y en la función de investigación y tutela del Estado.*

Realizando una exégesis extensiva de la Constitución sobresale la importancia de la Ingeniería Geológica en estas relaciones en los artículos 128, que define la función pública de la riqueza, en el artículo 130 que defiende el desarrollo económico y en el artículo 131 en el que se proclama la planificación de la actividad económica. Pero donde encontramos el artículo paradigmático de la función de la Ingeniería Geológica en las relaciones de producción, es en el artículo 132.2, que sin precedentes en el constitucionalismo español declara que: *Son bienes de dominio público estatal los que determine la ley y, en todo caso, la zona marítimo-terrestre, de las playas, el mar territorial y los recursos naturales de la zona económica y la plataforma continental.* Este artículo presenta un elenco no exhaustivo, pero sí importante de los bienes de dominio público naturales: lo son todos los citados aunque no están todos los que son, y espigando en el Código Civil y la correspondiente legislación sectorial, resultan además los ríos, torrentes, fuentes y demás aguas públicas, las minas y los montes catalogados.

Desde el punto de vista de la Ingeniería Geológica, podemos distinguir el dominio natural de uso público, integrado por las aguas públicas, reguladas por la Ley de Aguas de 1985, y sus Reglamentos de aplicación y el dominio público natural destinado al fomento de la riqueza nacional, integrado por la Ley de Minas y otras disposiciones mineras.

*c.- Competencias del Estado y de las Comunidades Autónomas en los artículos 148 y 149 de la Constitución en materia de Ingeniería Geológica.*

- \* En materia de obras públicas
  - Competencia estatal: (C.E.) Obras públicas de interés general o cuya realización afecte a más de una Comunidad Autónoma. (Art. 149.24).
  - Competencia autonómica: (C.A.) Obras públicas de interés de la Comunidad Autónoma en su propio territorio. (Art. 148.4).
- \* En materia de ferrocarriles y carreteras
  - C.E.: Ferrocarriles y transportes terrestres que transcurran por el territorio de más de una comunidad (Art. 149.21).
  - C.A.: Ferrocarriles y carreteras cuyo itinerario se desarrolle íntegramente en el territorio de la Comunidad Autónoma (Art. 148.5).
- \* En materia de puertos y aeropuertos
  - C.E.: Puertos y aeropuertos de interés general (Art. 149.20).
  - C.A.: Los puertos de refugio, los puertos y aeropuertos deportivos y, en general, los que no desarrollen actividades comerciales (Art. 148.6).
- \* En materia de medio ambiente
  - C.E.: Legislación básica sobre protección del medio ambiente, sin perjuicio de las facultades de las Comunidades Autónomas de establecer normas adicionales de protección (Art. 149.23).
  - C.A.: La gestión en materia de protección del medio ambiente (Art. 148.9).
- \* En materia de aguas
  - C.E.: Legislación, ordenación y concesión de recursos y aprovechamientos hidráulicos, cuando las aguas discurren por más de una Comunidad Autónoma (Art. 148.22).
  - C.A.: Los proyectos, construcción y explotación de

los aprovechamientos hidráulicos, canales y regadíos de interés de la Comunidad Autónoma, las aguas minerales y termales (Art. 149.10).

Estas cinco competencias son concurrentes para el Estado y las Comunidades Autónomas. Las otras son competencia exclusiva del Estado, una de ellas y de las Comunidades Autónomas la otra, sin olvidar el texto legal de cada Estatuto de Autonomía de cada Comunidad.

- \* En materia de minas
  - C.E.: Bases de régimen minero y energético (Art. 149.25).
- \* En materia de Ordenación del territorio
  - C.A.: Ordenación del territorio, urbanismo y vivienda (Art. 148.3).

Según el artículo 149.3, *"las materias no atribuidas expresamente al Estado por esta Constitución podrán corresponder a las Comunidades Autónomas, en virtud de sus respectivos Estatutos. La competencia sobre las materias que no se hayan asumido por los Estatutos de Autonomía corresponde al Estado, cuyas normas prevalecerán, en caso de conflicto, sobre las de las Comunidades Autónomas en todo lo que no esté atribuido a la exclusiva competencia de éstas. El derecho estatal será, en todo caso, supletorio del derecho de las Comunidades Autónomas"*.

Por lo expresado en este artículo habrá que revisar cada Estatuto de Autonomía para vislumbrar el campo dejado sin cubrir por estos artículos 148 y 149 en la Constitución y asumido por cada Estatuto, teniendo en cuenta que, lo no regulado por Estatutos de Autonomía es competencia del Estado.

### 17.2.2 La Legislación sobre aguas

El moderno derecho español de aguas se inicia con la *Ley de Aguas* de 3 de agosto de 1866, que regula fundamentalmente las aguas continentales o terrestres, dedicando a las aguas marítimas solamente los 29 primeros artículos de los 300 de que constaba. De esta regulación jurídica unitaria se aporta la posterior Ley de Aguas de 29 de diciembre de 1879 al regular solamente las aguas terrestres o continentales. Por ello, tanto desde el punto de vista doctrinal como la posterior legislación positiva, estudian separadamente las aguas marítimas y las aguas continentales.



### a.- Las aguas marítimas

Las principales leyes relativas a las aguas marítimas son:

- *La Ley de Puertos*, de 19 de enero de 1928 y su reglamento de la misma fecha.

Las aguas marítimas fueron reguladas por la Ley de Puertos de 7 de mayo de 1880, pero lo fue de nuevo, de forma prácticamente idéntica por la vigente y así mismo llamada *Ley de Puertos*. Se planteó el problema de cuál de las dos leyes de puertos es la vigente (singular cuestión pues una ley posterior deroga a las anteriores), ya que al procederse a la revisión de la obra jurídica de la dictadura (1923-30) por el decreto de 15 de abril de 1931, se determinó que las normas jurídicas de aquel período - como la *Ley de Puertos* - se estimarían de rango simplemente reglamentario y vigente únicamente en lo que no contrariaran a leyes votadas en Cortes. Sin embargo, como la posterior no se opone ni verdaderamente modificó a la anterior, si bien la completó en detalles secundarios, generalmente con poquísimas excepciones, el texto que se cita y maneja en el M.O.P.U. es el de 1928, así como también lo hace la legislación y la jurisprudencia.

- Otro texto básico, y ahora más importante que la de puertos es la *Ley de Costas*, aprobada por las Cortes en julio de 1988, que está estructurada en un Título preliminar: Objeto y finalidades de la Ley y seis capítulos: I Bienes de Dominio Público Marítimo-Terrestre, II Limitaciones de la propiedad sobre los terrenos contiguos a la ribera del mar por razones de protección del Dominio Público Marítimo-Terrestre, III Utilización del Dominio Público Marítimo-Terrestre, IV Régimen económico-financiero de la utilización del Dominio Público Marítimo-Terrestre, V Infracciones y Sanciones, VI Competencias Administrativas.

Como así se atestigua en su Exposición de Motivos, no se puede considerar esta *Ley de Costas* de 1988 como una mera reforma de la de 1969; se trata de una Ley profundamente innovadora con una concepción distinta de la regulación del dominio público marítimo-terrestre.

En cuestión de dominio, se vuelve a los orígenes de nuestra tradición jurídica al reafirmar la calificación del mar y su ribera como patrimonio colectivo, cerrando el paréntesis de signo privatizador de la anterior regulación. La presente Ley posibilita la inscripción registral, coordinando la actuación de la

Administración y el Registro de la Propiedad, excluyendo la consolidación de la apropiación por particulares de terreno de dominio público.

De especial novedad e interés es el Título II dedicado a la protección del dominio público marítimo-terrestre que establece limitaciones al contenido normal del derecho de propiedad. Así se establece una servidumbre de protección, sobre un espacio de 100 m medidos tierra adentro, desde el límite interior de la ribera del mar, que limita la construcción a los usos que necesitan la proximidad del mar. Se define una zona de influencia, sobre una franja de 1 km de anchura, con objeto de evitar la formación de barreras arquitectónicas, sin perjuicio de las medidas adicionales de las Comunidades Autónomas y los Ayuntamientos.

Asimismo se actualiza una servidumbre de tránsito, sobre una franja de seis metros, y se mantiene la de acceso al mar. Como novedad significativa debe mencionarse la servidumbre de arena, que trata de facilitar la continuidad de las aportaciones de áridos a la costa, otorgando a la Administración derecho preferente para su explotación.

La utilización del dominio público marítimo-terrestre (Título III) establece una regulación de los diferentes usos, que incluye, tanto el uso común natural, como el uso especial, objeto de autorización y las ocupaciones con obras fijas, objeto de concesión, regulando los supuestos de reserva en favor de las Administraciones y facultando a las mismas para convocar concursos de autorizaciones y concesiones que consideren de especial interés.

El régimen de financiación de actuaciones (Título IV) establece la posibilidad de formación de convenios que recojan la aportación de las Entidades interesadas en los supuestos de financiación conjunta. Este Título regula los cánones y tasas exigibles a la ocupación del dominio público, así como las indemnizaciones por rescate.

En materia de infracciones y sanciones (Título V) se simplifican los trámites sancionadores, estableciendo la novedad del reconocimiento de la acción pública para facilitar la colaboración de todos en la observancia de los preceptos de la ley.

El último Título de la Ley de Costas trata de las competencias que corresponden al Estado y a los Ayuntamientos, favoreciendo la coordinación institucional manteniendo el sistema de informes recíprocos con las

Administraciones competentes.

Finalmente se establece un régimen transitorio que permite la adaptación de las situaciones existentes con anterioridad a la entrada en vigor de la Ley a la nueva regulación contenida en la misma.

Según la Exposición de Motivos, *"un doble propósito se alza como idea cardinal de esta Ley: garantizar su carácter público y conservar sus características naturales concibiendo las exigencias del desarrollo con los imperativos de protección, y derogando cuantas normas legales se opongan a dicho propósito"*.

*b.- Las aguas continentales.*

Siguiendo el modelo diseñado por la *Ley de Aguas* de 13 de junio de 1879, las aguas continentales o terrestres se encuentran fundamentalmente reguladas por la vigente *Ley de Aguas* de 2 de agosto de 1985, refiriéndose a las aguas que integran el ciclo hidrológico, dejando de lado las aguas subterráneas fósiles o no renovables; en lo referente a las aguas termales y minerales se remite a la legislación minera.

Esta nueva Ley de Aguas introduce en comparación con la precedente de 1879 no pocas innovaciones, que sintetizando a Aurelio Gurita pueden resumirse así:

1) Declara de dominio público todas las aguas, incluso las subterráneas, fundándose con razón en la unidad del ciclo hidrológico. 2) Suprime la usucapión o prescripción adquisitiva como modo de adquirir derecho a aprovechar aguas públicas. 3) Se regula una concentración administrativa en el Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo, aunque no faltan alusiones al de Agricultura, Pesca y Alimentación y al de Industria y Energía. 4) Atribuye múltiples y más importantes competencias a las Confederaciones Hidrográficas. 5) Se aprecia una cierta desadministrativación y judicialización al no hacer referencia a gobernadores civiles o alcaldes. 6) Dedicar buena parte de su articulado a la calidad del agua, contaminación, vertidos nocivos en cauces y acuíferos, reutilización de agua, ... 7) Insiste en la planificación hidrológica así nacional como por cuencas. 8) Ha simplificado la materia jurisdiccional, pero no asume a deroga todas las normas precedentes con rango de ley y en cuanto al *Código Civil* lo declara supletorio, derogándolo en lo que se oponga a la *Ley de Aguas*. 9) Asume las tradicionales instituciones de regantes. 10) Respetar los derechos adquiridos sobre aguas subterráneas, de propiedad

privada en la Ley de 1879, en el *Código Civil*. 11) Crear los Consejos de Agua, tanto nacional como de cuenca. 12) La prioridad de aprovechamientos se regula mejor que en la legislación derogada. 13) Tratar de las competencias hidráulicas de las Comunidades autónomas hechas posibles por la Constitución.

Por último, se ha de indicar que se aprobó la Tabla de vigencias de la *Ley de Aguas* por Real Decreto 2.473/1985, de 27 de diciembre, así como el Reglamento del Dominio Público Hidráulico, que desarrolla los títulos Preliminar I, IV, V, VI y VII de la Ley de Aguas por Real Decreto 849/1986, de 11 de abril.

### 17.2.3 Legislación sobre minas

La legislación minera está constituida fundamentalmente por la *Ley de Minas de 1973*, que introduce diversas modificaciones, aunque no alteración radical, en la anterior y derogada de 1944. Junto a esa ley básica y general, como legislación de segundo nivel debe señalarse la de Hidrocarburos de 1974, y la de Fomento de la Minería de 1977, y aún, en ciertos casos, ha de tenerse, asimismo, en cuenta la Ley de Energía Nuclear de 1964. Seguidamente, realizaremos unos sucintos comentarios acerca de la Ley de Minas de 1974.

En el Título I se reafirma la naturaleza jurídica de los yacimientos minerales de origen natural y demás recursos geológicos, como bienes de dominio público y se mantiene la concesión administrativa, como institución básica del ordenamiento minero. Por la *Ley de Minas* se crean tres secciones A, B y C, facultando al Gobierno para trasladar, en determinadas circunstancias, recursos de una a otra sección, y crear otras secciones, como la D, segregada de la C en 1980.

El Título II, al ocuparse de la acción estatal, encomienda al Estado la adecuación periódica del Programa Nacional de Investigación Minera y el de Revalorización de la Minería, atribuyendo al Gobierno la competencia del régimen de las minas, cuya explotación directa ejerza, así como las que se reserve en el futuro.

El Título III regula los aprovechamientos de la sección A) (de escaso valor económico y comercialización geográficamente restringida), así como aquéllos que no exigen más operaciones que las de arranque, quebrantado y calibrado.

El Título IV regula el aprovechamiento de los

recursos de la sección B), definiendo con este objeto las aguas minerales, las termales, las estructuras subterráneas, y los formados por acumulaciones de residuos de actividades reguladas por esta Ley.

El Título V comprende cuántos yacimientos minerales y recursos geológicos no estén incluidos en las otras secciones y sean objeto de aprovechamiento conforme a esta ley en la sección C. Desgajada de esta sección en 1980, se crea la sección D que comprende el carbón, los minerales radioactivos, los recursos geotérmicos y las rocas bituminosas y cualquier recurso de interés energético que el Gobierno acuerde incluir en esta sección. Los hidrocarburos líquidos o gaseosos cuentan con su legislación propia y puede considerarse que integran una especie de *sección E*.

El Título V comienza por definir, con precisión, lo que ha de entenderse por *terrenos francos* y *terrenos registrables*, introduciendo la posibilidad de que determinadas zonas sean declaradas no registrables por razones de interés público. Otra innovación importante está constituida por el permiso de exploración minera para estudio de grandes áreas, a fin de obtener permisos de investigación.

En cuanto a los permisos de investigación, se ha atenuado la aplicación del principio absoluto de prioridad, dando entrada a otros factores, como la solvencia científica, técnica y económico-financiera de los solicitantes. Introduce un nuevo módulo, la cuadrícula minera, otorgando las concesiones por un período de treinta años, prorrogable por plazos iguales hasta un máximo de noventa años.

En el Título VI se recogen las causas que pueden dar lugar a la terminación de expedientes y cancelación de explotaciones autorizadas.

En el Título VII se determinan las causas de caducidad de autorizaciones, permisos y concesiones regulados por la Ley.

El Título VIII regula las condiciones para ser titular de derechos mineros, ocupándose el Título IX de la transmisión de derechos mineros, reafirmando el principio clásico de libertad de contratación entre las partes y el control por la Administración.

En el Título X se detallan las modalidades a que pueden acogerse los titulares de derechos mineros, en orden a la ocupación temporal y expropiación forzosa.

Los Títulos XI y XII están destinados a la regulación de los cotos mineros y de los establecimientos de beneficio. En el Título XIII se especifican las atribuciones que corresponden al Ministerio de Industria y el ámbito de actuación profesional de los titulados universitarios.

#### 17.2.4 Legislación Urbanística

El derecho urbanístico español se encuentra regulado fundamentalmente por el Texto refundido por Real Decreto 1346/1976 de nueve de abril de las *Leyes sobre Régimen del Suelo y Ordenación Urbana* de 12 de mayo de 1956 y de la reforma de la Ley de 2 de mayo de 1975. Esta Ley reclama para los poderes públicos la entera responsabilidad en lo concerniente a la ordenación urbanística de todo el territorio nacional y ello tanto en lo que respecta al planteamiento, como en lo que se refiere a la determinación del Régimen jurídico del suelo, la ejecución de las urbanizaciones y el fomento e intervención del ejercicio de las facultades dominicales relativas al uso del suelo y su edificación.

Esta ley ha sido desarrollada fundamentalmente por tres reglamentos de ejecución: el Reglamento de Planeamiento Urbanístico (Real Decreto 2159/1978, de 23 de junio), el Reglamento de Gestión Urbanística (R.D. 3288/1987 de 25 de agosto) y el Reglamento de Disciplina Urbanística (R.D. 2187/1978 de 23 de junio), siendo asimismo de aplicación el Reglamento de Servicios de las Corporaciones Locales, aprobado por Decreto de 17 de junio de 1955.

#### 17.2.5 Legislación de medio ambiente

Los tres hitos importantes que suponen y supondrán un salto cualitativo en las normas jurídicas de medio ambiente, que lleva aparejada una protección legal efectiva de esta materia son la promulgación de la *Constitución Española* (art. 45), la vigencia del acervo jurídico comunitario, junto a la adhesión de España a la C.E.E. y la copiosa regulación interna para equipararnos jurídicamente a Europa, cuyo instrumento jurídico capital es el Real Decreto Legislativo 1302/1986, publicado por el B.O.E. el 30 de junio de ese mismo año, y su Reglamento de ejecución aprobado por Real Decreto 1131/1988, de 30 de septiembre.

La legislación de medio ambiente está dispersa en múltiples regulaciones normativas, produciéndose una tendencia de legislar la protección del medio ambiente en estas leyes sectoriales, recogiendo en ocasiones títulos completos dedicados a su defensa.

Así, la *Ley de Aguas de 1985* dedica su Título V a la "protección del dominio público hidráulico y de la calidad de las aguas continentales" y la *Ley de Costas de 1988* consagra sus títulos II y III a las limitaciones de la propiedad sobre terrenos de la ribera y la utilización del dominio público marítimo-terrestre.

Por su importancia colateral con la Ingeniería Geológica es preciso citar, además de las *leyes recogidas anteriormente*, la *Ley 20/1986, de 14 de mayo, básica de Resíduos tóxicos y peligrosos* y la *Ley 42/1975, de 19 de noviembre, sobre Desechos y resíduos sólidos urbanos*, la *Ley 4/1989, de 27 de marzo de Conservación de los Espacios Naturales y de la Flora y Fauna Silvestre* y el Real Decreto 2994/1982, de 15 de octubre, sobre Restauración del espacio natural afectado por actividades mineras.

### 17.3. LEGISLACION Y NORMATIVA EN EL CAMPO DE LA INGENIERIA GEOLOGICA

La legislación en Ingeniería Geológica española ha sufrido una reciente modificación en 1988, por lo que nos referiremos a la misma en un primer apartado, deteniéndonos fundamentalmente en la normativa directamente relacionada con los estudios de terreno y la obligatoriedad de la misma en función de la legislación que la desarrolla.

En un segundo apartado nos referiremos a la reglamentación geotécnica europea con sus particularidades nacionales que servirá de apoyo para estudiar sucintamente el anteproyecto del *Eurocódigo nº 7 "Cimentaciones"* que regirá en un futuro próximo la actividad geotécnica de la C.E.E.

#### 17.3.1 La Reglamentación geotécnica en España

Existen en España una serie de normas que conciernen principalmente a la cimentación de edificios y estructuras, así como también diferentes instrucciones y prescripciones que tratan aspectos particulares relativos a aspectos geotécnicos de las obras de infraestructura.

##### a.- Normativa geotécnica de edificación y estructuras.

La normativa geotécnica en edificación y estructuras vigente en España ha tenido un desarrollo legislativo complejo, resultado de la puesta en vigor de unas normativas geotécnicas de carácter general y particular, cronológicamente no estructuradas.

Las primeras normas geotécnicas, con carácter normativo, fueron las normas básicas MV del Ministerio de la Vivienda, siendo la primera en el tiempo y la más importante geotécnicamente la Norma MV 101/1962 "*Acciones en la edificación*" establecida por Decreto 195/1963, de 17 de enero, modificada parcialmente por el Real Decreto 1370/1988 que cambia su nombre por el de Norma Básica de la Edificación NBE-AE/88 "*Acciones en la Edificación*". Por Decreto 3565/1972 se establecieron las Normas Tecnológicas de la Edificación NTE, que "se atenderán a lo establecido en las normas básicas" (estaban en vigor 8 normas básicas MV). Sin embargo con el paso del tiempo, la falta de *encaje jurídico* entre normas básicas MV y normas Tecnológicas NTE hizo necesaria la publicación del Real Decreto 1650/1977, de 10 de junio sobre Normativa de la Edificación. En su exposición de motivos, argumenta la necesidad de crear las normas básicas de la edificación (NBE) a fin de que la edificación atienda y garantice la seguridad, el bienestar y la economía de la sociedad, así como "*delimitar la frontera entre lo obligatorio y lo facultativo, fuente todo ello de dificultades interpretativas que pueden afectar directamente a todas las personas relacionadas con el proceso de la edificación y con el uso de los edificios*".

Por todo lo expresado, actualmente podemos dividir las normas de edificación en Normas Básicas de Edificación (NBE) y Normas Tecnológicas (NTE).

##### a.1.- Normas Básicas de la Edificación

Según el Real Decreto 1650/1977 "*son normas básicas de la edificación (NBE), las que a partir de los fundamentos del conocimiento científico y tecnológico, establecen las reglas necesarias para su aplicación en el Proyecto y la ejecución de los edificios. Tienen como finalidad defender la seguridad de las personas, establecer las restantes condiciones mínimas para atender las exigencias humanas y proteger la economía de la sociedad*". Como consecuencia de estos fines, las NBE son normas de obligado cumplimiento para todos los proyectos y obras de edificación (Artículo único del Decreto 1650/1977), afirmación reafirmación por la norma MV 101/1962, ahora modificada y denominada NBE-AE/88, agregando los términos edificaciones públicas o privadas (Artículo segundo).

La norma básica de edificación que recoge la normativa geotécnica es la mencionada NBE-AE/88 "*Acciones en la Edificación*". Como así recoge su Exposición de Motivos, si bien la evolución de las técnicas constructivas aconsejaba una revisión en profundidad de la MV 101/1962, el legislador se inclina

por retrasar esta revisión debido a que la CEE se está elaborando una normativa relacionada sobre la edificación (los eurocódigos) que afectará profundamente a estas normativas.

No obstante se ha considerado necesario contemplar aquellas modificaciones que otras Normas y Reglamentos, con la *Norma Sismorresistente* PDS-1-1974 Parte A, que deroga el contenido del Capítulo 7 y la Instrucción para el proyecto y ejecución de obras de hormigón en masa o armado EH-88, han introducido indirectamente en su contenido y que, por no figurar explícitamente en su texto, pueden inducir a confusión, si no se establece entre ellas la debida coordinación. Así mismo, se ha considerado oportuno subsanar ciertos errores detectados en algunas fórmulas de los apartados 9.3 y 9.5.

La Norma Básica de la Edificación NBE-AE/88 Acciones en la Edificación, consta de 9 Capítulos: Capítulo I: Generalidades, Capítulo II a IV: Acciones gravitatorias, Capítulo V: Acciones del viento, Capítulo VI: Acciones térmicas y reológicas, Capítulo VII: Acciones Sísmicas, Capítulo VIII: Presiones en el terreno de cimentación y Capítulo IX: Empujes del terreno.

Por su importancia en la Ingeniería Geológica nos referiremos a los capítulos de Generalidades, Acciones Sísmicas, Presiones en terreno de cimentación y Empujes del terreno, haciendo especial hincapié en la interpretación jurídica de su obligatoriedad y ámbito de aplicación a fin de delimitar en el capítulo siguiente la responsabilidad del Ingeniero Geólogo.

#### *a.1.1.- Obligatoriedad en la aplicación de la Norma.*

La obligatoriedad del cumplimiento de las normas básicas de edificación NBE y en particular de la NBE-AE/88 recogida en el artículo de los Derechos queda confirmada en el artículo 1.1 de Generalidades al regular que la NBE-AE/88 *"se aplicará en el proyecto y en la obra de toda edificación, cualquiera que sea su clase o destino"*. Esta universalidad en la aplicación de la norma, queda totalmente minimizada en cuanto se refiere a la aplicación de la norma en los proyectos. Así el artículo 1.2 dice que *"el arquitecto o en los casos previstos en la legislación, el técnico autor del proyecto de una edificación está obligado a conocer y a tener en cuenta la Norma, pero puede, bajo su personal responsabilidad, adoptar valores de acciones y reacciones diferentes de los marcados en ella"*. Por ello se recurre a una técnica legislativa poco recomendable de obligar al técnico competente a aplicar la norma en Decreto

Ley, para convertirse en una recomendación en la Norma, que en la práctica profesional es la que se conoce y se utiliza, con la única coercitividad de hacer responder personalmente al proyectista en el caso de adoptar acciones y valores diferentes. Con esta tipificación, en el espíritu de la ley y por su interpretación jurídica, se colige que quién ha redactado la norma la convierte de derecho en una recomendación, permitiendo su incumplimiento sistemático. La Norma queda como *paraguas legal de responsabilidad*, al interpretarse *a sensu contrario* que el cumplimiento de la Norma exonera de una potencia y futura responsabilidad del proyectista.

En el párrafo segundo de este mismo artículo se recogen los requisitos formales de certificación de cumplimiento de la norma regulando que *"en la Memoria del proyecto figurará un apartado con el título: Acciones adoptadas para el cálculo, en el que se detallarán todos los valores que han aplicado en el cálculo de cada uno de sus elementos resistentes y de su cimentación, reseñando explícitamente, que se ajustan a lo prescrito en la Norma o en su caso, justificando porqué se apartan"*.

Por último, en los párrafos tercero y cuarto se establecen dos mecanismos de control de cumplimiento de lo establecido en el párrafo anterior. Por un lado, exige a los Colegios Profesionales u otros organismos, que para extender visado formal de un proyecto comprueben que en su Memoria figure el apartado antes indicado. Además se exige a los organismos, que extiendan visado técnico de un proyecto, la comprobación de que lo reseñado en dicho apartado se ajusta a la Norma.

En el artículo 1.3 *"Aplicación de la Norma en las obras"* se regula un tercer mecanismo de control al decir que *"el técnico director de obra, está obligado, si no es el autor del proyecto, a comprobar lo que figura en el apartado Acciones adoptadas en el cálculo de la Memoria del proyecto. En caso de no estar conforme deberá redactar las precisas modificaciones de proyecto, y dar cuenta de ellas a los organismos que visaron formal o técnicamente el proyecto"*.

En el último párrafo de este artículo 1.3 se regula un cuarto mecanismo de control a exigir *"El director de obra dará conocimiento de los valores adoptados al aparejador o, en su caso, al técnico ayudante, y al constructor de la obra, y dará las órdenes precisas para que durante la obra no se rebasen estos valores"*.

Examinadas sucintamente las condiciones de aplicaciones de la norma a nivel general, revisaremos las mismas en los Capítulos Acciones Sísmicas y Acciones del terreno de importancia capital para el Ingeniero Geólogo o Geotécnico.

**a.1.2.- Acciones sísmicas. La Norma Sismorresistente PDS-1/1974.**

El Capítulo VII Acciones Sísmicas se contempla en la Norma Sismorresistente PDS-1/1974 Parte A, aprobada por Decreto 3209/1974, de 30 de agosto, así como la constitución de la Comisión Permanente de Normas Sismorresistentes con la misión de estudiar los avances que se vayan produciendo en el campo de la ingeniería sísmica y proponer las modificaciones que, en su caso, procedan de acuerdo con la información y experiencia adquiridas.

En el artículo primero del Decreto establece que el ámbito de aplicación de la Norma se extiende a todas las obras y proyectos que se realicen en el territorio nacional. En el artículo 1.1 explícita la aplicación al proyecto, construcción y explotación de las obras y servicios del territorio nacional, cualquiera que sea su clase y su destino, de conformidad con lo que se señala en el epígrafe 3.5 y Capítulo V de la Norma. El epígrafe 3.5 dice que *"no es necesario considerar las acciones sísmicas en las obras y servicios localizados en la zona sísmica primera, excepto para el caso de estructuras o instalaciones especiales"*. La Zona sísmica primera está delimitada en el mapa de la figura 17.1 de la Norma correspondiente a la N del paralelo que pasa por Ciudad Real, excepto amplias áreas del País Vasco, Navarra, Aragón y Cataluña. El límite superior de esta zona es la isosista de grado IV. Las estructuras o instalaciones especiales tendrán en cuenta en sus Normas o Instrucciones, como mínimo las prescripciones sísmicas generales de la Norma PDS-1 y las especificadas que sean necesarias para el correcto planteamiento del problema sismorresistente, cuyo estudio y publicación se llevará a cabo por los Organismos Competentes.

Será preceptiva su consideración en la zona segunda, comprendida entre las isosistas VI y VII, y en la zona tercera, cuyo límite interior es la isosista de grado VIII y la intensidad puede superar el grado IX. Dada la complejidad de estas regiones (Granada, Murcia y Norte de Huesca), es necesaria una información local complementaria para las construcciones del grupo tercero indicadas en el Capítulo V.

El Capítulo V, Criterios de aplicación de la Norma que regula que en cada caso particular deben

tenerse en cuenta la ubicación (zonas primera, segunda o tercera en función del grado de intensidad sísmica), el destino de las obras (Grupo 1º: Obras de alcance económico limitado sin probabilidad de producir víctimas, Grupo 2º: Obras cuya destrucción pueda ocasionar víctimas, interrumpir un servicio necesario o producir importantes pérdidas, Grupo 3º: Obras cuya destrucción puede interrumpir un servicio imprescindible o dar lugar a efectos catastróficos), las características de la construcción (Tipo A.- Adobe, Tapial, ..., Tipo B.- Muros, estructuras de madera, construcciones prefabricadas, Tipo C.- Estructura metálica y de hormigón armado). En el apartado 5.6 establece las prescripciones que deben observarse según la ubicación, desarrollo y características de la obra.

En cuanto a las condiciones de aplicación de la norma en los proyectos y las obras establece un régimen análogo a la Norma NBE-AE-88, restringiendo la regulación de las acciones sísmicas en fase de ejecución de obra prolongada a aquellos elementos cuya destrucción pueda dar lugar a consecuencias muy importantes. Registrado un sismo de intensidad igual o superior a VII será preceptivo estudiar las consecuencias del mismo para tomar las medidas que precedan.

**a.1.3.- Acciones del terreno**

Una de las acciones más importantes que actúan en los edificios son las acciones del terreno que es la producida por el empuje activo o pasivo del terreno sobre las partes del edificio en contacto con él.

**1.- Presiones en terreno de cimentación (Capítulo VIII)**

En orden a su comportamiento frente a las cargas de cimentación y a efectos de determinar las presiones admisibles el artículo 8.1 clasifica los terrenos de cimentación en rocas (isótropas o estratificadas), terrenos sin cohesión (gravas, arenosos, gruesos y arenosos finos), terrenos coherentes (arcillosos duros, semiduros, blandos y fluidos) y terrenos deficientes (fangos, terrenos orgánicos y rellenos o echadizos).

En el artículo 8.2 párrafo tercero, consigna la Tabla de presiones admisibles en el terreno de cimentación, en función de la naturaleza del terreno y la profundidad de la cimentación fundamentalmente, admitiendo unas salvedades a tener en cuenta.

En relación a la presión admisible por el terreno habrá de tenerse en cuenta las siguientes precisiones realizadas por la Norma.

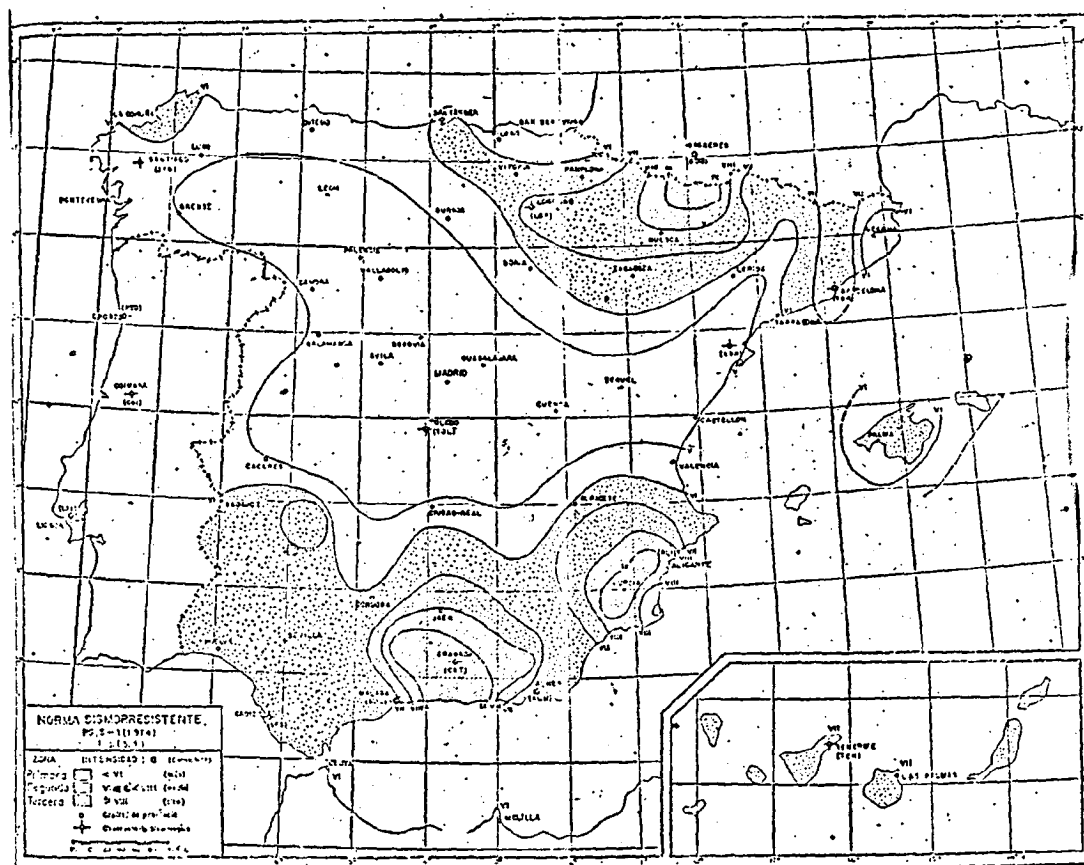


Fig. 17.1.- Delimitación de zonas sísmicas según las Norma Sismorresistente PDS-1/1974

- La variedad y dificultad de clasificación de los terrenos sólo permite dar *valores de presiones admisibles, a título de orientación.*

- En cada caso el autor del *proyecto debe, con su criterio técnico y tras los reconocimientos y ensayos que considere precisos, elegir, para cada caso, la presión admisible que considere adecuada.*

- Los valores de presiones admisibles consignados en la norma no garantizan que los asentamientos que se produzcan sean tolerables para cada obra en particular, *debiendo el autor del Proyecto comprobar en cada caso estos extremos.*

- En función del artículo 9.3 para la elección de la presión admisible en el terreno *se procederá a un reconocimiento de éste. Los criterios que suelen seguirse para este reconocimiento son los que a continuación se indican:*

- Estudio de las observaciones e informaciones locales, así como del comportamiento de las cimentaciones de edificios próximos.

- Realización de perforaciones o calicatas con profundidad suficiente para llegar a todas las capas que puedan influir en los asentamientos de la obra y en número necesario para juzgar la naturaleza de todo el terreno afectado por la edificación. La profundidad de las perforaciones no será, en general, inferior a las siguientes:

- Cimentaciones discontinuas: tres veces el ancho mínimo de las zapatas, con un mínimo de 5 m.
- Cimentaciones continuas: vez y media el ancho de la placa de cimentación.

Estas profundidades se aumentan prudencialmente en el caso de terrenos de mala calidad, en el que se presume que puedan existir a profundidad

que afecte a la obra, y en el de terrenos de estructura irregular.

- Si con los estudios y observaciones de los apartados anteriores u otros adecuados no pudiera fijarse de manera clara la presión admisible para el terreno, se procederá a la realización de los ensayos precisos, que deben ser programados, ejecutados e interpretados por personal especializado.

La norma realiza algunas precisiones interesantes en relación a varios parámetros geotécnicos. Así, cuando el terreno que soporta el cimiento descansa sobre otro cuya presión admisible sea inferior, se comprobará que la presión resultante sobre el inferior no excede de la presión admisible que le corresponda.

El cálculo de las presiones puede determinarse con los métodos de la Mecánica del Suelo o puede suponerse uniforme en cada capa de terreno. Para terrenos coherentes se comprobará que la carga total de la edificación, disminuida en el peso del terreno excavado y dividida por la superficie que ocupa en planta, no excede de la mitad de la presión admisible que corresponda al terreno en la tabla de presiones admisibles.

En relación a los asientos, la norma regula que cuando calculados los asientos o sus diferencias entre las diversas zonas del edificio, no sean de valor tolerable, se reducirán las presiones admisibles hasta conseguir que lo sean.

El asiento máximo tolerable se fijará por el autor del proyecto, atendiendo a las características especiales de cada tipo de obra. Ello no obstante, y a título de orientación, se fijan los valores que se indican en una Tabla en función de las características del edificio y su asiento máximo admisible en terrenos.

Por interpretación jurídica sistemática, la Norma NBE-AE-88 exige al autor del proyecto, en cada caso, realizar los reconocimientos y ensayos que considere precisos y comprobar los asientos, a fin de elegir la presión admisible que garantice que los asientos que se produzcan sean tolerables para cada obra en particular.

Esta obligatoriedad queda reafirmada en el artículo 8.9 al regular que para la elección de la presión admisible se procederá a un reconocimiento del terreno, estableciendo a continuación los contenidos del estudio geotécnico como recomendaciones (las cuales suelen seguirse).

De la interpretación jurídica del artículo 8.9.3 con el propio capítulo VIII, se colige que si con los estudios y observaciones de los apartados anteriores u otros adecuados no pudiera fijarse (por el autor del proyecto) de manera clara la presión admisible del terreno, se procederá a la realización de los ensayos precisos, que deben ser programados, ejecutados e interpretados por personal especializado (Ingeniero Geólogo o Geotécnico).

Los capítulos de la norma NBE-AE-88 han sido transcritos de la Norma MV-101/1962 por lo que ya se dispone de un prolongado periodo de tiempo para conocer el grado de cumplimiento de la misma. Podemos concluir con A. URIEL, que aunque en la inmensa mayoría de los proyectos de edificación, la Memoria contiene una relación de las Normas que se han aplicado, entre las que suele figurar la Norma MV-101/1962 (NBE-AE-88), al menos en lo que se refiere a las acciones del terreno, esto no es cierto en numerosas ocasiones, ya que ni se realizan los obligatorios reconocimientos y ensayos del terreno previos al proyecto, ni se precisan los valores de los asientos máximos tolerables, ni se calculan los asientos, ni se comprueba que son tolerables.

Quizás, la constatación de este evidente incumplimiento de la normativa sobre las acciones del terreno, dio pie a la Administración, en 1971, a promulgar el Decreto 462/1971, de 11 de marzo (B.O.E. de 24 de marzo), "por el que se dictan normas sobre la redacción de proyectos y la dirección de obras de edificación", regulando al respecto:

*"Artículo primero.- En los proyectos de obras de edificación de cualquier tipo se hará constar expresamente:*

*A) En la Memoria y en el pliego de prescripciones particulares..."*

*B) Una exposición detallada de las características del terreno y las hipótesis en que se basa el cálculo de la cimentación de los edificios.*

A estos efectos, el Técnico encargado de la redacción del proyecto podrá exigir previamente, cuando lo considere necesario, un estudio del suelo y subsuelo que, formulado por Técnico competente, *deberá ser aportado por el propietario o promotor.*

Para realizar esa exposición detallada de las características del terreno y establecer las hipótesis de cálculo de la cimentación, a que obliga el Decreto



anterior, es imprescindible un reconocimiento geotécnico, salvo concretas ocasiones en que aflora una roca competente en la mayor parte del solar de cimentación.

La experiencia práctica demuestra que son muchos los proyectos de edificación en que el Decreto se incumple, ya que en su Memoria no figura, no ya una exposición detallada, sino la más ligera descripción de las características del terreno y mucho menos las hipótesis en que se basa el cálculo de cimentación.

Por todo ello, a primeros de 1989 se ha formado una comisión en el Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo cuyo objetivo es redactar un anteproyecto de *Ley de Garantías en la Edificación* que confiamos habilite los adecuados mecanismos administrativos y jurisdiccionales que eviten incumplimientos sistemáticos de la norma geotécnica.

## II.- Empujes del terreno (Capítulo IX)

La norma regula en su artículo 9.1 que *"el cálculo de los empujes se realizará utilizando los métodos de la Mecánica del Suelo. Las características de cada terreno: peso específico aparente, Índice de huecos, ángulo de rozamiento interno y cohesión, se determinarán experimentalmente"*, lo que implica que será necesario realizar los pertinentes ensayos geotécnicos (corte directo, densidad,...).

Sin embargo en el párrafo siguiente, entra en contradicción con lo expresado anteriormente al regular que *"cuando se juzgue necesario se realizarán los ensayos precisos, que deben ser programados, ejecutados e interpretados por personal especializado que domine las técnicas correspondientes"*.

En el último párrafo del artículo 9.1 contradice la determinación experimental de las características de cada terreno al reglamentar que *"si no se efectúa determinación directa de las características del terreno se supondrá cohesión nula en todo caso, y se tomarán los valores de la tabla de características de los terrenos en función del tipo de terreno"*.

A lo largo de todo el Capítulo IX se pierde el carácter normativo para constituir unas recomendaciones de cálculo exentas de carácter obligatorio.

Así el valor del ángulo de rozamiento entre el terreno y un muro *puede determinarse* experimentalmente o estimarse para casos desfavorables igual a 0 ó

2/3 del ángulo de rozamiento interno para terrenos bien drenados y muros de superficie rugosa.

Para el cálculo de los empujes de terrenos sin cohesión *se recomienda* aplicar la teoría de Coulomb, que proporciona valores suficientemente aproximados.

Para empuje activo de terrenos estratificados se determinará la resultante de los empujes parciales correspondientes a cada estrato.

Para calcular el empuje activo de terrenos anegados se tendrá en cuenta la disminución originada por el empuje ascensional del agua, que se valorará a partir del índice de huecos.

El empuje activo de terraplenes limitados por muros *puede determinarse* mediante métodos gráficos derivados de la hipótesis de Coulomb.

El cálculo del empuje pasivo mediante la teoría de Coulomb da resultados que difieren bastante de los valores reales cuando se considera rozamiento entre terreno y muro, por lo que exige que el empuje pasivo se obtenga mediante superficies de deslizamiento curvas, adoptando el valor que corresponda a la que dé valor mínimo.

### a.2.- Normas Tecnológicas de la edificación NTE.

El Decreto 3565/1972, de 23 de diciembre, por el que se establecen las Normas Tecnológicas de la Edificación NTE fue el instrumento jurídico que establece las normas generales de publicación de las NTE, las cuales son objeto de clasificación sistemática en el anexo al Decreto.

Las Normas Tecnológicas de la Edificación se atenderán a lo establecido por las normas básicas (NBE por Decreto 1650/1977) y tendrán carácter de soluciones y criterios técnicos homologados por la Administración y habrán de ser conocidas por las personas que tengan debidamente asignada la responsabilidad de la planificación. Han de traducir de modo operativo los conceptos generales contenidos en las normas básicas de aplicación general desglosando el hecho edificatorio en seis fases distintas que confluyen complementariamente en la edificación y que pueden realizarse por Técnicos diversos: Diseño, cálculo, construcción, control, valoración y mantenimiento.

El M.O.P.U. cuidará del permanente perfeccionamiento de las NTE en plazos no superiores

a cuatro años, cuya promulgación se realizará por Orden Ministerial.

Las NTE son de aplicación en todas las edificaciones, tanto públicas como privadas, por las responsables de la planificación o de las actuaciones tecnológicas explicitadas anteriormente en seis fases, las que podrán, no obstante, adoptar soluciones distintas a las contenidas en la NTE en los campos de sus respectivas competencias.

En cuanto a los mecanismos de control de cumplimiento de los NTE, el Decreto establece que las Corporaciones profesionales competentes, o en su caso, las Oficinas Supervisoras de Proyectos de la Administración comprobarán que en las Memorias técnicas se justifique la idoneidad de las soluciones citando la referencia de las NTE aplicadas, de conformidad con las directrices que al respecto dicte el M.O.P.U.

En cuanto a su obligatoriedad el artículo décimo regula que *"las NTE tendrán carácter obligatorio cuanto así lo determine la Entidad promotora del Edificio o el Organismo que otorgue los beneficios de la construcción"*. Así mismo las Entidades de crédito y Compañías de seguros podrán exigir su aplicación como condición previa a la concesión de ayudas a la financiación o al contrato de pólizas de seguro.

Por último, el artículo noveno del Decreto 3565/1972 establecía que los niveles de calidad, de control y mantenimiento, definidos por las NTE se entenderán como mínimos, por lo que las variantes a su obligatoriedad no podrán reducirlos. El Real Decreto 1950/1977, de 10 de junio sobre Normativa de edificación, en aras de delimitar la frontera entre lo obligatorio y lo facultativo, deroga la obligatoriedad expresada en el artículo nueve, y aclara que *las NTT no son de obligado cumplimiento* al poderse adoptar otras reglas y condiciones que cumplan igualmente las normas NBE que, de derecho, se tipifican de obligado cumplimiento para todos los proyectos y las obras de edificación.

De las Normas Tecnológicas de Edificación clasificadas sistemáticamente en el anexo del Decreto 3565/1972 nos referiremos escuetamente a las normas de importancia en la Ingeniería Geológica, clasificándolas en tres categorías.

#### **a.2.1- NTE-EC: Cargas en estructuras**

Se refieren a todas las acciones tenidas en cuenta en la NBE-AE-88 "Acciones en la edificación", excepto las acciones del terreno y tienen, además, en

común el haber sido modificadas por Orden de 15 de julio de 1988 (B.O.E. de 1 de agosto de 1988).

#### **a.2.2.- NTE-C: Cimentaciones. NTE-CEG/75: Estudios Geotécnicos.**

Comprende la siguiente serie de normas:

Está norma traduce de modo operativo los conceptos generales de obligado cumplimiento contenidos en los capítulos VIII y IX, "Acciones del terreno" de la NBE-AE-88.

Precisaremos que las indicaciones de estas normas NTE-CEG/75 tendrán carácter de soluciones y criterios técnicos homologados por la Administración, pero sin carácter obligatorio, salvo que lo determinen indistintamente uno de estos entes

- La Entidad promotora del edificio.
- El Organismo que otorgue los beneficios de la construcción.
- Las Entidades de crédito que lo exijan como condición previa a la concesión de ayudas a la financiación.
- Las Compañías de Seguros que lo exijan como condición previa al contrato de póliza de seguro.

La NTE de estudios geotécnicos desarrolla en forma estructurada el correcto reconocimiento de los terrenos de cimentación, tal como se sintetiza a continuación:

Distingue dos niveles de actuación: Diseño y Construcción.

#### **I.- Actuaciones a nivel de diseño.**

La divide en cuatro capítulos:

- **Ambito de aplicación:** es la obtención, mediante reconocimientos, del terreno (campana e informe geotécnico), de las características del mismo, necesarias para el uso de las NTE de Cimentaciones. La NTE-CEG no es de aplicación en terrenos susceptibles de deslizamiento o en los que haya precedentes de galerías u oquedades subterráneas, ni en terrenos cuyo edificio a cimentar sea industrial.

- **Información previa:** será necesario recopilar una exhaustiva información previa del terreno a reconocer, del edificio a cimentar, en general de la zona (estratos resistentes, capas freáticas, terrenos expansivos, fallas ...) de los terrenos colindantes y de

las edificaciones situadas a 50 m.

- **Criterios de diseño:** se definirán cuatro categorías de campañas de reconocimiento (de I a IV en función de su complejidad geotécnica) y de acuerdo con la existencia o no de fallas o estratos erráticos, estado y cimentación de los edificios situados a menos de 50 m, estructura y tipo de edificio a cimentar, profundidad de las cimentaciones, consistencia o compacidad del terreno, área a ocupar por el edificio, existencia de irregularidades bajo el plano de apoyo.

Cada campaña de reconocimiento se define mediante el número, la profundidad y la situación de los puntos que se determinan en la especificación de Diseño de cada campaña y por las técnicas, número y tipo de muestras de la correspondiente especificación de Construcción.

- **Planos de Obra:** Se realizará, a escala 1:500, sobre el plano topográfico del terreno incluyendo la posición del edificio, los n puntos a reconocer (numerados y acotados topográficamente) y la profundidad p a alcanzar.

## II.- Actuaciones a nivel de construcción

Se divide en tres capítulos

- **Condiciones generales de las técnicas de reconocimiento, muestras y ensayos:** Define cuatro técnicas de reconocimiento diferentes: pozo o calicata, sondeos penetrométrico estáticos, s.p. dinámico y sondeos manual y mecánico regulando para cada una sus características técnicas, condiciones de ejecución y anotaciones de campo.

En cuanto a las muestras define cuatro tipos en función de las exigencias respecto al terreno, las características del utillaje, las características de obtención y de conservación. Por último, en relación a los ensayos in situ o de laboratorio, se realizarán de acuerdo con las Normas UNE.

- **Especificaciones:** Para cada una de las cuatro categorías de campaña la norma define las técnicas de reconocimiento a emplear, el número y tipo de muestras a extraer, y los ensayos a realizar in situ y en laboratorio.

- **Informe geotécnico:** Comprenderá, a efectos de la NTE, la relación de resultados (planos, corte estratigráfico por puntos, ensayos in situ y de

laboratorio) y la interpretación de resultados que incluirá la descripción de las diferentes capas que constituyen el terreno reconocido, estimando para cada una de ellas, la naturaleza, estado natural y características mecánicas, con expresión de los valores límites.

### \* NTE-CCM/1979: Contenciones. Muros

Información previa geotécnica (I.P.G.):

- Profundidad mínima recomendable del plano de cimentación respecto a la explanada inferior.
- Corte estratigráfico hasta una profundidad superior a 2 (a+z) siendo a el desnivel entre explanadas y z la profundidad del plano de apoyo.

### \* NTE-CCP/1983: Contenciones. Pantallas

I.P.G.- Informe geotécnico según NTE-CEG indicando las características del terreno hasta dos veces la del vaciado y la situación más alta del nivel freático.

- Grado de agresividad del suelo y de las aguas en contacto con el hormigón.

### \* NTE-CCT/1977: Contenciones. Taludes.

I.P.G.- Corte estratigráfico de más de 2 m de profundidad por debajo de la cota más profunda de excavación incluyendo nivel freático, permeabilidad y disgregabilidad en agua, grado de desecación, peso específico y resistencia a compresión.

- Según NTE-CEG realizándose sondeos a ambos lados del corte para detectar posibles buzamientos de estratos.

### \* NTE-CPE/1978: Pilotes. Encepado

I.P.G.- Grado de agresividad al hormigón según NTE-CEG.

### \* NTE-CPI/1977: Pilotes. In situ.

Informe geotécnico según NTE-CEG. Profundidad estimada para la cimentación.

### \* NTE-CSC/1984: Cimentaciones Superficiales. Corridas.

I.P.G.- Informe Geotécnico según NTE-CEG con indicación expresa de los parámetros y características

geotécnicas necesarias para el manejo de esta norma.

• **NTE-CSL/1984: Cimentaciones Superficiales. Losas.**

I.P.G.- Informe geotécnico según NTE-CEG con las siguientes determinaciones:

- Corte estratigráfico, con indicación de la naturaleza del suelo.
- Características mecánicas del suelo mediante ensayos *in situ* y/o de laboratorio, en particular, el módulo edométrico.
- Profundidad estimada en cimentación.
- Grado de agresividad del suelo.

• **NTE-CSV/1982: Cimentaciones Superficiales. Vigas flotantes.**

I.P.G.- Informe geotécnico según NTE-CEG con las siguientes determinaciones:

- Corte estratigráfico por punto, con indicación de la naturaleza del suelo.
- Características mecánicas del suelo mediante ensayos *in situ* y de laboratorio, en particular tensión de rotura, número de golpes según S.P.T. y resistencia de punta.
- Profundidad estimada para la cimentación.
- Grado de agresividad del suelo y de las aguas al hormigón.

• **NTE-CSZ/1986: Cimentaciones Superficiales. Zapatas.**

I.P.G.- Informe geotécnico del terreno según la NTE-CEG.

**a.2.3.- NTE-A. Acondicionamiento del terreno.**

Análogamente a las NTE de Cimentaciones estas normas utilizan fundamentalmente como información previa geotécnica la NTE-CEG. Comprenden las siguientes:

- **NTE-ADD/1975: Desmontes. Demoliciones**
- **NTE-ADE/1977: Desmontes. Explanaciones**
- **NTE-ADG/1983: Desmontes. Galerías**
- **NTE-ADV/1976: Desmontes. Vaciados**

- **NTE-ADZ/1977: Desmontes. Zanjas y pozos**
- **NTE-ASD/1977: Saneamientos. Drenajes y avenamientos**

**b.- Normativa geotécnica de obras de infraestructura**

La reglamentación geotécnica de obras de infraestructura será sometida a una profunda modificación, en particular como consecuencia de la publicación de la Ley 25/1988, de 29 de julio, de Carreteras.

Por este previsible carácter de provisionalidad nos vamos a referir sucintamente a ella, circunscribiéndonos a la reglamentación de ferrocarriles, carreteras y presas.

**b.1.- Normativa geotécnica de ferrocarriles**

De acuerdo con el artículo 1 del Decreto-Ley orgánico de 23 de julio de 1964 sobre organización y funcionamiento de la Red Nacional de los Ferrocarriles Españoles y el Estatuto de Renfe, la Red Nacional de Ferrocarriles Españoles, abreviadamente Renfe, es una entidad con personalidad de Derecho público actuando en régimen de empresa mercantil, a la que el Estado confía la red ferroviaria rescatada por Ley de 24 de enero de 1941 y los elementos posteriormente incorporados a la misma para la gestión del servicio de transporte ferroviario. En función del artículo 2, Renfe tiene personalidad jurídica independiente de la del Estado y plena capacidad para el desarrollo de sus fines.

Como consecuencia de esto, Renfe actúa privadamente en la contratación de sus obras de infraestructura, por lo que en materia de prescripciones geotécnicas está obligada de forma análoga a cualquier entidad privada. Debido a su personalidad de derecho público, este carácter mercantilista de Renfe deberá considerarse como instrumental, por lo que para el cumplimiento de sus fines públicos en la contratación de obras, la actual Dirección General Adjunta de Ingeniería de Renfe ha elaborado cinco tipos de documentos técnicos: las Normas-Vía, Normas-Comunicaciones, Normas-Señalización, Normas-Energía y los Pliegos de Condiciones Vía.

Los Pliegos de Condiciones Vía PRV, son reglamentaciones de carácter obligatorio que regulan técnicamente la contratación y ejecución de estudio y proyectos, así como las obras de infraestructura, vía y edificaciones.

Las normas Renfe son documentos de uso interior que desarrollan técnicamente las reglamentaciones obligatorias de los pliegos de condiciones cumpliendo una doble finalidad técnica y didáctica.

En materia de ingeniería geológica será interesante referenciar los siguientes Pliegos de Condiciones y Normas que constituyen un verdadero catálogo de geotécnia.(Tabla 17.1)

Estas normas y pliegos reglamentan una detallada información geotécnica de la que referenciamos sucintamente por su carácter general los Pliegos de Condiciones Geológicas de Estudio Previo, Anteproyecto y Proyecto y la que regula las Características Determinativas de la Calidad del Balasto.

- El Pliego de Condiciones 1-0-1.0. Contenido en un Estudio Previo Geológico, tiene como finalidad indicar los apartados que deben integrar un Estudio Geológico (E.P.G.) para una instalación ferroviaria nueva o la modificación de una instalación ya existente y es de aplicación para la redacción de cualquier Estudio Geológico aislado o para la confección del Anejo Geológico que acompañará a todo estudio previo.

El E.P.G. sobre una instalación nueva debe contener todos los datos precisos para determinar la posibilidad de construir una o varias soluciones, partiendo de los condicionantes topográficos impuestos por el terreno y las características de la instalación. Constará de estos apartados: Introducción, Geología general de las posibles zonas de ubicación, Estudio de los dominios morfoestructurales, y de los materiales aprovechables, conclusiones, recomendaciones sobre ensayos y sondeos y anejos.

El E.P.G. de mejora y modernización de la infraestructura de vía constará de estos documentos: Introducción, análisis del problema, conclusiones, recomendaciones sobre ensayos y sondeos y anejos.

- El P.R.V. 1-1-1.0 Anteproyecto.- Anejo Geológico, debe contener en el caso de una instalación ferroviaria nueva, las investigaciones, ensayos, estudios y conclusiones suficientes para asegurar la compatibilidad de las necesidades técnicas de dicha instalación con los condicionantes geológicos de todo tipo de los corredores topográficos en los que pueda

quedar ubicada y, caso de existir varios corredores, debe señalar el más idóneo. Este anejo geológico constará de los siguientes apartados: Introducción, estudio geológico, geotécnico, conclusiones de reconocimientos y propuestas para la fase de proyectos y anejos.

- El P.R.V. 1-2-0.1. tiene como finalidad indicar los apartados que deben contener el Anejo Geológico de un Proyecto, determinar el contenido de cada uno de ellos y fijar su alcance. Es de aplicación a la redacción del Anejo Geológico de cualquier proyecto que se realice referente a instalaciones ferroviarias, siendo de obligado cumplimiento para cualquier trabajo que encarguen los organismos de la Red a Entidades ajenas, así como para los propios Organismos.

El Anejo Geológico de un proyecto de instalaciones nuevas debe comprender los trabajos suficientes para asegurar la compatibilidad de las necesidades técnicas de la instalación que se pretende construir con las características geológicas que ostente el terreno elegido. Constará, al menos, de los siguientes apartados: Introducción, Estudio geológico, Estudio geotécnico, Recomendaciones, Plan de reconocimiento y ensayos, propuesto para la fase de realización de la obra y Anejos.

En lo referente a proyectos de mejora y modernización de la infraestructura la redacción del Proyecto podría ser urgente, lo que podría condicionar la categoría del Anejo Geológico, obligando a definir una solución de emergencia que permita estudiar el problema con mayor profundidad, si no llegara a ser eficaz.

Debe constar de los siguientes apartados: Introducción, Planteamiento del problema, Análisis de soluciones, Conclusiones y recomendaciones y Anejos.

- El P.R.V. 3-4-0.0. Suministro y utilización del balasto y la gravilla, pretende indicar los tipos de balasto (Tipo A, silíceo y Tipo B, calizo) y la gravilla a utilizar en las vías de RENFE, y señalar aquellas en que deben utilizarse. Marca las características que debe poseer la piedra partida que integre los diferentes tipos, señala los ensayos a los que deben quedar sometidos para su recepción y define las condiciones económicas y legales para su suministro. El Pliego afecta a todo suministro de balasto y gravillas a emplear en las vías y

N.R.V.-P.R.V.	1-0-1.0	Estudios	Estudio previo geológico. Ed. marzo 1985
N.R.V.	1-0-2.0	Estudios	Hidrogeología Ed. junio 1980
N.R.V.	1-0-4.0	Estudios	Reconocimientos de terrenos
N.R.V.	1-0-5.0	Estudios	Ensayos de suelos y rocas
N.R.V.-P.R.V.	1-1-1.0	Anteproyectos	Anejo Geológico. Ed. junio 1985
N.R.V.-P.R.V.	1-2-0.0	Proyectos	Estudios generales. Ed. agosto 1985
N.R.V.-P.R.V.	1-2-1.0	Proyectos	Nuevos trazados de líneas. Ed. marzo 1982
N.R.V.-P.R.V.	1-2-2.0	Proyectos	Renovaciones de vía. Ed. octubre 1982
N.R.V.-P.R.V.	1-2-4.0	Proyectos	Túneles. Ed. abril 1982
N.R.V.-P.R.V.	1-2-7.0	Proyectos	Consolidación de la infraestructura. Ed. abril 1982
N.R.V.-P.R.V.	2-1-0.0	Obras de tierra	Calidad de la plataforma. Ed. mayo 1982
N.R.V.-P.R.V.	2-1-0.1	Obras de tierra	Capas de asiento ferroviarias. Ed. febrero 1983
N.R.V.-P.R.V.	2-1-1.0	Obras de tierra	Drenes y saneamientos. Ed. noviembre 1980
N.R.V.	2-1-2.0	Obras de tierra	Tratamiento de la plataforma. Ed. abril 1982
N.R.V.	2-1-3.0	Obras de tierra	Estabilidad de taludes. Ed. noviembre 1980
N.R.V.	2-1-4.0	Obras de tierra	Vigilancia de la infraestructura. Ed. abril 1982
N.R.V.	2-1-5.0	Obras de tierra	Perforaciones horizontales. Ed. mayo 1982
N.R.V.	2-1-6.0	Obras de tierra	Trabajo de reparación. Ed. octubre 1983
N.R.V.-P.R.V.	3-4-0.0	Balasto	Características determinativas de la calidad

TABLA 17.1.

estaciones de Renfe cualquiera que sea su finalidad y tanto si el suministro está convenido con personas o entidades ajenas a la Red, como si proviene de organizaciones dependientes de ella.

Las canteras suministradoras de balasto serán elegidas por Renfe o aceptadas por ella a propuesta del Contratista, teniendo en cuenta el correspondiente Informe geológico y petrográfico que debe existir, preceptivamente, sobre las condiciones y características de la roca.

El balasto Tipo A, prioritariamente utilizado por Renfe, debe cumplir unas características geotécnicas determinadas: roca de naturaleza silíceo procedente de la extracción, machaqueo y cribado de bancos

canterables, resistencia a compresión simple superior a 1.200 kp/cm<sup>2</sup>, resistencia al Desgaste no superior a 19% de coeficiente de Los Angeles, resistencia a la acción de la helada por inmersión en sulfato de magnesio con pérdidas máximas del 8%, curva granulométrica de huso adecuado entre 31,5 y 66 mm, limpia de polvo, con menos del 6% de elementos aciculares y espesor determinado de elementos granulares.

#### B.2.- Normativa geotécnica de carreteras

La Ley 25/1988, de 29 de julio, de Carreteras ha introducido un elemento de provisionalidad en la reglamentación geotécnica al derogar múltiples leyes y dejan en vigor transitoriamente reglamentos de aplicación.

La *Ley de Carreteras* se refiere en su artículo 7.2. a que los estudios y proyectos citados en el 7.1. constarán de los documentos que reglamentariamente se determinen, disponiendo en su disposición transitoria primera que "hasta tanto se dicte el Reglamento de la Ley de Carreteras, continuará aplicándose, en lo que no se oponga a la misma el Decreto 1073/1977, de 8 de febrero, por el que se aprueba el Reglamento General de Carreteras.

Este transitorio Reglamento General de Carreteras exige que todos los estudios, anteproyectos y proyectos de carreteras deben ser redactados con arreglo a las normas técnicas aprobadas por el M.O.P.U.

Estas normas técnicas han sido reguladas por las siguientes órdenes ministeriales:

- Orden de 12 de noviembre de 1977 por la que se dispone la publicación de la relación de normas técnicas sobre estudios, proyectos, anteproyectos, y construcción de carreteras vigentes en 17 de mayo de 1997.
- Orden de 21 de febrero de 1979 por la que se dispone la publicación de las normas de carreteras derogadas y vigentes como consecuencia de la entrada en vigor de la Ley 51/1974 y de su reglamento.

Actualmente están en vigor dos tipos de normas técnicas:

- Las instrucciones de Carreteras que son reglamentaciones de carácter obligatorio y facultativo para la redacción de proyectos. Desde el punto de vista de la geotécnica resultan interesantes las instrucciones O.C.5.1.I.C. Drenajes y la I.C.7.1.I.C. Plantaciones.
- Las recomendaciones para la redacción de estudios de carreteras son reglamentaciones facultativas entre las que mencionaremos por su importancia geotécnica las normas sobre estudio de planeamiento, previo, informativos, anteproyecto, construcción y trazado, así como las recomendaciones para proyectos de enlaces intersecciones y para control de calidad en obras de carreteras.

De importancia capital en el ámbito de las carreteras está el Pliego de Prescripciones Técnicas Generales para Obras de Carreteras y Puentes (PG-

3/75), resaltando en el aspecto geotécnico su Parte 1ª Generalidades, Parte 3ª Trabajos Preliminares, Excavaciones y Rellenos y Parte 5ª Capas Granulares y Suelos estabilizados y gravas tratadas.

### *b.3.- Normativa geotécnica de presas*

Es interesante reseñar la Instrucción para el Proyecto, Construcción y Explotación de Grandes Presas, aprobada por Orden Ministerial de 31 de junio de 1967, siendo sustituida en la referente a las acciones sísmicas por la Norma Sismorresistente P.D.S.-1/1974.

### **17.3.2 Legislación geotécnica en la Comunidad Económica Europea**

En el presente apartado realizaremos una sucinta recopilación de la reglamentación geotécnica de los restantes países miembros de la CEE para finalizar con el futuro Eurocódigo nº 7: Cimentaciones.

#### *a.- Francia*

Los documentos aplicables pueden agruparse en cuatro categorías:

##### *a.1.- Los Documentos Techniques Unifiés (DTU)*

Son esencialmente pliegos de condiciones y cláusulas especiales, eventualmente con reglas de cálculo. Las CTU no conciernen más que a edificaciones. En los mercados privados la C.T.U. no pueden ser impuestas por vía contractual, siendo obligatorias en los públicos. En el dominio de las cimentaciones, existen actualmente cuatro CTU: "11.1 Trabajos de sondeos de suelos y cimentaciones", "12 "Trabajos de explanación para edificios", "13.1 "Trabajos de cimentaciones superficiales y "13.2 " Trabajos de cimentaciones profundas".

##### *a.2.- Les Cahiers des Prescriptions Communes (CPC)*

Aplicable a los trabajos relevantes de la Administración de Ponts et Chaussées, sobre todo el Fascículo 68 (1967), "Ejecución de trabajos de cimentaciones de obras".

*a.3.- Las recomendaciones y guías* que, sin ser reglamentarias son utilizadas por la profesión y pueden ser citados en caso de litigio. Se trata de documentos establecidos por LCPC y SETRA.

a.4.- *Otros documentos del LCPC, SNCF. Comité Français des Geotextiles et des Géomembranes (CFGG).*

**b.- Gran Bretaña**

Se pueden clasificar los textos reglamentarios de la manera siguiente:

b.1.- Las normas "British Standards" (BS) son creadas por la British Standard Institution (BSI) para asegurar y uniformar los productos y prestaciones de servicios para todos los mercados públicos y privados de Gran Bretaña. La más conocida es la BS 137 "Methods of testing soils for civil engineering purposes".

b.2.- Las recomendaciones oficiales (Codes of Practice o CP) son publicadas por la BSI con el objeto de proponer al ingeniero las orientaciones para el diseño y la construcción de obras en las mejores condiciones. En el dominio de la edificación, es obligatorio probar a las autoridades locales que ciertos "Codes" son respetados: son las "Building Regulations".

b.3.- Especificaciones y condiciones de contratos entre la Administración y las empresas son reguladas para la buena ejecución técnica y financiera de las obras.

b.4.- Los modos operativos y recomendaciones diversas. Existe una plétora de textos más o menos oficiales que figuran, a menudo, en los reglamentos y cuadernos de carga como son las Digest del Building Research Establishment.

**c.- República Federal Alemana**

Dos grandes tipos de normas existen en la República Federal de Alemania en el dominio de la geotécnica.

c.1.- Las normas DIN (*códigos y modelos*) que comportan un anexo de guías explicativas y ejemplos numéricos. No existe obligación general o legal de observar las normas DIN, pero devienen obligatorias principalmente para el intermediario de instrucciones administrativas, de contratos privados, etc. Sin embargo, nadie puede librarse de toda responsabilidad por el solo respeto de las normas existentes, pues, según las leyes alemanas, todo ingeniero o toda persona es siempre considerada responsable incluso cuando observa las normas y recomendaciones existentes.

c.2.- Las recomendaciones establecidas por la Sociedad Alemana de Mecánica de Suelo (DGEG) y de otras sociedades profesionales son también consideradas como códigos de la "buena práctica", pero tienen un carácter menos oficial que las normas DIN. Las directivas establecidas por ciertas autoridades (federales, regionales o locales) para su uso interno tienen a menudo carácter de recomendaciones.

**d.- Grecia**

Los reglamentos, prescripciones y guías tratan casi exclusivamente de la ejecución de estudios, reconocimientos y control geotécnico, y no están todavía normalizados en un documento técnico unificado de aplicación general. Los documentos geotécnicos han sido publicados casi exclusivamente por el Ministerio de Obras Públicas.

En lo concerniente a las cimentaciones, aparte de las guías de 1959, que tenían simplemente por fin orientar a los usuarios, los Servicios Públicos encargados de controlar los estudios y de supervisar la construcción de cimentaciones aceptan la aplicación de las normas alemanas DIN. Incluso los ingenieros de Gabinetes de estudios pueden utilizar los diferentes métodos de cálculo que son generalmente admitidos en la literatura internacional, bajo reserva de que justifiquen su elección. Los documentos existentes tratan principalmente de la ejecución de trabajos de reconocimiento y los ensayos de mecánica de suelos y de rocas "in situ" y en laboratorio.

**e.- Dinamarca**

Existe un Código de buena práctica para las cimentaciones (DS 415), que trata los edificios y, más generalmente, todas las construcciones cuyo funcionamiento depende de la resistencia y de la compresibilidad del subsuelo. El documento trata de cimentaciones superficiales y profundas, las obras subterráneas y las obras de tierra, sus métodos de cálculo, y los coeficientes de seguridad. En la práctica, los errores en relación a las instrucciones del código son permitidos después de justificación. El código danés DS 415 contiene los siguientes capítulos principales:

- Exigencias de base sobre el funcionamiento de obras.
- Clases de proyectos.
- Coeficientes de seguridad.



El código contiene recomendaciones sobre la ejecución de reconocimiento geotécnico, así como los valores característicos de las propiedades del suelo más frecuentes en Dinamarca.

#### *f.- Italia*

En Italia existe un Código Principal para la Ingeniería geológica (LL.PP.D.M., 1981), así como otras guías y reglamentos que cubren dominios diferentes siguientes:

- Estudios, construcción y control de cimentaciones, muros de sostenimiento, terraplenes, obras subterráneas, taludes naturales y desmontes.
- Métodos de mejora de suelos de cimentaciones y problemas geotécnicos relativos a la ordenación del territorio.

Los documentos referenciados en las LL.PP.D.M. son códigos de carácter reglamentario (Decisión Ministerial), que deben ser aplicados tanto por el sector público como por el sector privado. Por contra, los documentos referenciados en LL.PP.C.M. son documentos-guías publicados bajo la forma de circulares ministeriales y que pueden servir de referencia en ciertos casos, como por ejemplo en caso de litigio.

Para las obras normales edificadas en una región conocida, ningún estudio geotécnico es obligatorio. Por contra, si durante la construcción se observa una diferencia entre las condiciones geotécnicas tenidas en cuenta y las condiciones geotécnicas reales, es indispensable un reconocimiento geotécnico. Por último, cabe señalar que debido a la gran variedad de condiciones geotécnicas de Italia, su reglamentación se caracteriza por una flexibilidad que otorga al proyectista la posibilidad y la responsabilidad de elegir el método de cálculo más apropiado.

#### *g.- Irlanda*

No existe actualmente un código irlandés concerniente a las cimentaciones o el reconocimiento geotécnico. En los documentos existentes (Reglamentos de la construcción, Prescripciones Nacionales para Edificios), es recomendado seguir para las cimentaciones las British Standards.

Para casas de pequeña altura, existe el documento "House Builder's Foundations Manual", en él se encuentran instrucciones muy generales que tratan

de las condiciones geotécnicas del subsuelo y la elección de cimentaciones apropiadas para este tipo de construcciones.

Como el tipo de suelo dominante en Irlanda es el till glacial, suelo cuyo índice de plasticidad y compresibilidad es débil, los ingenieros utilizan normalmente para las cimentaciones un coeficiente de seguridad de la ruptura igual a 3. El control de deformaciones se efectúa solamente en el caso de suelos débiles. El ingeniero elige el método que le parece más apropiado.

#### *h.- Países Bajos*

Aunque la reglamentación de la normalización geotécnica sea todavía bastante limitada, una actividad muy importante de revisión y de redacción de códigos se está desarrollando en los últimos años por parte del Instituto Holandés de Normalización. Un primer proyecto de Recomendaciones en mecánica del suelo no es oficialmente aplicable, pero se les utiliza actualmente como documento de base para la redacción de Reglamentos Holandeses, siendo preciso señalar que en Holanda no se utilizan generalmente códigos o normas provenientes de otros países. En el cuadro general de la modernización y la ampliación de los Códigos de construcción existentes, un nuevo Código general relativo a la geotécnica está en un adelantado curso de redacción.

Los documentos que contienen las recomendaciones o instrucciones para los diferentes problemas de la geotécnica son los siguientes:

- Las Especificaciones para materiales de carreteras del Ministerio de Obras Públicas revisados cada cinco años.
- Las Guías del antiguo Centro de Estudio de diques.
- El Código para el estudio y construcción de columnas de línea eléctrica de alta tensión (NEN 1060).
- Los organismos de investigación sobre la construcción (S.B.R.) preparan también una serie de documentos relativos a las cimentaciones, por pilotes encepados e in situ y superficiales.

#### *i.- Portugal*

Los documentos reglamentarios existentes actualmente en Portugal tratan sobre pequeñas presas

de tierra y cimentaciones superficiales.

Las especificaciones sobre pequeñas presas de tierra tratan de los reconocimientos geotécnicos sobre la ubicación de presas y vasos de embalse, la elección de materiales y zonas de préstamo, y otros problemas concernientes a la construcción de presas y su funcionamiento. Para las presas cuya altura es inferior a 8 m o cuyo embalse tiene un volumen inferior a 200.000 m<sup>3</sup>, estas especificaciones no son obligatorias.

Las Reglamentaciones para cimentaciones superficiales, publicadas por el L.N.E.C. (Laboratorio Nacional de Engenharia Civil), tratan los casos normales de cimentaciones superficiales. Contienen los principios generales de los estudios geotécnicos indispensables para el cálculo y la construcción de cimentaciones superficiales habituales.

#### *j.- Conclusiones*

La Tabla 17.2 agrupa las principales características de reglamentaciones geotécnicas en vigor en la C.E.E.

Se puede concluir a nivel general que:

- No existen diferencias esenciales en la forma cuyos problemas geotécnicos son abordados en esos países.
- La reglamentación de cada país cubre principalmente los temas de interés nacional.
- En ciertos países, la utilización de códigos o reglamentos extranjeros está admitida.
- Después de algunos años, se observa en todos los países una aceleración de la actividad de codificación de la práctica de la geotecnia.
- Se vislumbra una importante proporcionalidad entre el desarrollo económico de cada país de la C.E.E. y el grado de codificación de la práctica de la geotecnia. Las carencias de reglamentación geotécnica en países de menor desarrollo económico son suplidas con la utilización de códigos extranjeros.

### **17.3.3 El Eurocódigo nº 7 "Cimentaciones"**

#### *a.- Introducción*

La Comisión de las Comunidades Europeas (C.C.E.), después de 12 años, ha intentado desarrollar

una serie de códigos en el dominio de la edificación y la ingeniería civil, llamados Eurocódigos. La CCE precisa que "esos códigos están destinados a definir un conjunto de reglas comunes que constituyan una alternativa a las diferentes reglas en vigor de los distintos estados miembros".

Los cuatro primeros eurocódigos (EC1 a EC4), relativos a tipos de construcciones y materiales, estructuras de hormigón, acero y acero-hormigón, han sido ya publicados y sometidos a dictamen a los diferentes países de la CEE.

Los documentos EC5 a EC7, relativos a construcciones de madera y albañilería, junto con el de cimentaciones, están en curso de elaboración.

En 1980 se firmó un acuerdo entre la CEE y la Sociedad Internacional de Mecánica de Suelos y de Trabajos de Cimentaciones que ha permitido constituir un grupo de trabajo, formado generalmente por un miembro de cada país de la CEE, para la redacción del Eurocódigo nº 7 Cimentaciones.

Desde 1980, se han celebrado más de 18 reuniones de trabajo, habiendo sido publicado un primer proyecto de eurocódigo en marzo de 1986 que ha sido enviado para dictamen a todos los países de la CEE a fin de transmitirlos a los comités nacionales de mecánica de suelos, así como a otros miembros de la profesión para recoger sus dictámenes y sugerencias.

#### *b.- Contenido del Eurocódigo nº 7*

La denominación "Cimentaciones" resulta imperfecta y que trata no sólo de cimentaciones, sino también de obras de sostenimiento, de mejora de suelos, deslizamiento de terreno, etc. El documento comprende 10 capítulos relacionados a continuación:

### **CAPITULO 1: PRINCIPIOS GENERALES**

Constituye una guía para la mejor comprensión y utilización del conjunto del documento. Sugiere que cada obra sea estudiada por personal cualificado en el dominio de la geotecnia y propone clasificar las obras de tres grandes categorías geotécnicas: proyectos simples G1 donde no es necesaria la intervención del geotécnico, proyectos normales G2 que deben ser estudiados por un ingeniero geólogo que empeña su responsabilidad y proyectos complejos G3 cuyos estudios específicos por especialistas geotécnicos que deben ser empresas.

**Tabla 17.2.- Comparación de reglamentaciones geotécnicas en los países de la C.E.E.**

PAIS DE LA C.E.E.	R.A.F.	B	DN	E	F	GB	GR	IRL	I	PB	P
<b>CODIGOS-REGLAMENTOS</b> (Reglamentarias)											
- Ensayo in situ	*		*	(*)	*	*	*		*	*	*
- Ensayo de laboratorio	*		*	(*)	*	*	*		*		*
- Cimentaciones	*		*	*	*	*			*	(*)	*
<b>GUIAS-INSTRUCCIONES</b> (no reglamentarias)											
- Ensayo in situ	*	*			*	*	*		*		
- Ensayo de laboratorio	*	*			*	*	*		*	*	
- Cimentaciones	*	*		*	*	*	*	*	*	*	*
<b>UTILIZACION DE CODIGOS</b> <b>EXTRANJEROS</b>		*					*	*			
<b>COMITES DE REDACCION</b> <b>DE NUEVOS CODIGOS,</b> <b>GUIAS O REGLAMENTOS</b>	*	*			*	*	*			*	
<b>LEYENDA:</b>	R.F.A.: Alemania; B: Bélgica; DN: Dinamarca; E: España; F: Francia; GB: Gran Bretaña; GR: Grecia; IRL: Irlanda; I: Italia; PB: Países Bajos; P: Portugal. (*) Documento en período de publicación.										

## CAPITULO 2: VERIFICACION DE LA SEGURIDAD Y DEL FUNCIONAMIENTO

Define la filosofía de los estados límites. Define los valores característicos como aquellos que "en la opinión de *proyectos*, tienen una probabilidad de alrededor del 5% de no ser sobrepasados en un sentido desfavorable".

## CAPITULO 3: SITUACIONES Y ACCIONES

Se define una clasificación de acciones (permanentes, variables, accidentales) estáticas y dinámicas. Se introduce también una clasificación específica de acciones transitorias, a corto y a largo plazo.

## CAPITULO 4: DATOS GEOTECNICOS

Trata de los medios de reconocimiento a poner en obra en función de la categoría geotécnica del proyecto. Así mismo establece una lista de principales

ensayos del suelo in situ y el laboratorio y los describe sumariamente el dominio preferencial de utilización de cada ensayo e indica la forma de elegir las características geotécnicas. Por último, se encuentran las indicaciones sobre lo que debe ser un informe geotécnico y su forma de presentación.

## CAPITULO 5: SUELOS PUESTOS EN OBRA ARTIFICIALMENTE Y MEJORA DE SUELOS

Constituye una especie de guía para ayudar a los proyectistas en la elección de la puesta en obra de materiales de terraplenes y los métodos de mejora de suelos. Están realizados en forma de directiva: los métodos y los criterios de elección quedan generales y bastantes vagos.

## CAPITULO 6: CIMENTACIONES SUPERFICIALES

Define los estados límites a considerar, así como las acciones no tratando con detalle los métodos de cálculo, no incluyendo ninguna disposición constructiva.

## CAPITULO 7: CIMENTACIONES POR PILOTES

Trata del dimensionamiento de pilotes de hormigón, madera o acero bajo carga vertical u horizontal. Se definen primeramente los estados límites a considerar así como las acciones a soportar. Los métodos de cálculo son expuestos de forma general no permitiendo realizar un cálculo práctico. Igualmente trata generalmente los métodos de ejecución y de control. En fin, en el dominio del dimensionamiento ninguna regla es propuesta para distinguir los pilotes metálicos, de madera y de hormigón.

## CAPITULO 8: PROCEDIMIENTO DE VERIFICACION PARA OBRAS DE SOSTENIMIENTO

Define los estados límites a considerar, así como las acciones a tener en cuenta para el cálculo de estabilidad de una obra de sostenimiento clásica (no trata, por ejemplo, las obras de tierra armada). Se dan indicaciones generales que no permiten hacer un cálculo operacional. Se tratan solamente los aspectos geotécnicos por lo que los anclajes no son estudiados en este capítulo.

## CAPITULO 9: TERRAPLENES Y TALUDES

Se encuentran las definiciones de estados límites últimos y de servicio a considerar, dadas para las diferentes fuerzas hidráulicas a examinar.

En los taludes, después de la definición de diferentes tipos de deslizamientos posibles para suelos y para rocas, se da de una manera general un método de cálculo para su estudio. En las medidas de control, el documento adopta una lista de casos donde es necesario equipar una pendiente con aparatos de medida adaptados para seguir la evolución de las inestabilidades susceptibles de intervenir.

En lo que concierne a los terraplenes, el texto da algunas indicaciones del orden general sobre la construcción de terraplenes sobre suelos débiles (métodos de cálculo, instalaciones de drenes, seguimiento de deformaciones, ...).

## CAPITULO 10: CONTROL DE LOS TRABAJOS DE CONSTRUCCION

El fin del control consiste en garantizar la seguridad y la calidad de la construcción comprendiendo:

- La verificación de las hipótesis contenidas en el proyecto.
- La identificación de las diferencias que existen entre las condiciones del suelo observadas en el momento de apertura de la explanación y las que han sido identificadas durante el reconocimiento.
- La verificación de que la construcción de la obra se hace conforme a lo que estaba previsto en el proyecto.
- La observación, con medidas de ciertos parámetros durante y después de la construcción.

Este capítulo da para cada categoría geotécnica de obra los medios a poner en obra para realizar el control, así como los niveles de la estructura del suelo que soporta la cimentación.

### c.- Aplicaciones de eurocódigos

En el espíritu de los autores, "los eurocódigos suministrarán un conjunto de reglas de elaboración de proyectos que pueden adoptarse en la C.E.E. con la misma obligación jurídica que las reglas nacionales correspondientes, tratando de los mismos asuntos técnicos, como alternativas a esas reglas nacionales. Quedará en la competencia nacional adaptar las reglas comunes a nivel nacional de cada país, por medio de especificaciones de valores apropiados de coeficientes de seguridad".

El presidente del grupo de trabajo Sr. OVESEN ha precisado que en lo que concierne al Eurocódigo nº 7, no será jamás, por sí sólo, un documento operacional. Deberá ser completado por los documentos reglamentarios nacionales y, a su parecer, es quizás mejor así.

### d.- Conclusion

El proyecto de Eurocódigo nº 7 "Cimentaciones" debe, en el estado actual, recibir una gran difusión entre la profesión para recoger su parecer y para tener en cuenta en el documento final de sus eventuales observaciones. Incluso si el documento, como se presenta actualmente, no puede ser contractualizable, puede, no obstante, servir de guía a la profesión en cada uno de los países de la C.E.E. y constituyen el primer paso hacia una unificación de códigos y reglamentos en vigor en los países de la C.E.E.

## 17.4. LA RESPONSABILIDAD CIVIL EN EL PROCESO CONSTRUCTIVO Y EN SUS RELACIONES CON LA INGENIERIA GEOLOGICA Y GEOTECNICA

### 17.4.1 El origen y desarrollo de los litigios

Dentro del ámbito de la Ingeniería Geológica y Geotécnica existen determinadas actividades que implican cierto riesgo para las propiedades adyacentes y pueden dar lugar a daños más o menos importantes si no se ejecutan con precauciones especiales. De ellas suelen derivarse reclamaciones basadas en el coste de reparación de los daños o la depreciación sufrida por los bienes dañados. También caben reclamaciones por interrupción de actividades comerciales, realojamiento, o incluso problemas emocionales.

En otros casos no existe afectación en terceros, sino un deficiente comportamiento de las estructuras construidas, por lo que las reclamaciones del propietario se dirigen al constructor y a los técnicos que han proyectado y dirigido la obra. Es una práctica usual implicar al máximo de personas u organismos posibles, por lo que las demandas se extienden a las empresas de control de calidad, a los autores de los estudios geológicos y geotécnicos, al Ayuntamiento que concedió la licencia de construcción, etc.

Lógicamente en esta cadena, la primera responsabilidad suele corresponder a los autores del estudio del terreno y su definición. Sin embargo es frecuente que la propiedad haya limitado la inversión en prospecciones por lo que no es ajena a las deficiencias de las conclusiones geotécnicas.

En los casos en que los estudios del terreno se han planteado de forma razonable (tema difícil de establecer dada la falta de normas precisas), los principales problemas se derivan de:

- Incorrecta interpretación de la estratigrafía.
- Falta de definición de los niveles freáticos y piezométricos, así como de sus posibles oscilaciones.
- Deficiente evaluación de propiedades geotécnicas.

- Erróneas o poco claras recomendaciones de cimentación.

A estos defectos de origen pueden sumarse los derivados de una mala ejecución por parte del contratista de las obras.

Sin embargo, no debe olvidarse que la principal responsabilidad corresponde legalmente al Arquitecto o a la Dirección Facultativa de las Obras.

En algunos casos los perjuicios pueden ser únicamente de tipo económico, como en el caso de tener que variar el sistema constructivo por no ser viable el proyectado (capas de roca que impiden la ejecución de pantallas, agua en grandes cantidades que impiden la ejecución de pantallas, agua en grandes cantidades que hace imposibles las excavaciones, cuevas u obstáculos no detectados en el terreno, etc...). Un caso importante es el de la incorrecta evaluación de la ripabilidad del terreno, apareciendo volúmenes de roca no ripable muy superiores a los previstos.

Aunque se conocen algunos casos de reclamaciones por este concepto, incluyendo los costes financieros y el déficit de explotación derivado de los inevitables retrasos, es difícil delimitar responsabilidades ya que si se hubiera conocido perfectamente la naturaleza del terreno, el coste de las obras se habría incrementado desde un principio.

Los procedimientos de reclamación son bastante variados. En algunos casos puede impugnarse el proyecto en fase de información pública si son previsibles daños por la estricta ejecución del mismo. Son conocidos los casos de aparcamientos subterráneos no ejecutados ante la oposición vecinal por el temor a ver sus casas dañadas.

En otros casos la reclamación se produce con las primeras apariciones de daños. Unas veces se intenta un arreglo amistoso basado en una indemnización y en la modificación del proyecto para minimizar los futuros daños, pero en otros se produce la paralización inmediata de las obras por la vía del interdicto judicial, el cual solo puede levantarse después de .....

Existen también bastantes casos en los que los daños aparecen de forma más insidiosa, después de terminadas las obras, siendo más difícil establecer la relación causa-efecto. Las reclamaciones deben

<sup>\*</sup> Se agradece la colaboración del Prof. Rodríguez Ortiz en la redacción de éste apartado.

acompañarse de los correspondientes dictámenes o peritajes, a los que suelen oponerse los redactados por la otra parte, acabando la discusión en un fallo judicial o en un arbitraje.

Estos problemas se plantean sobre todo en terrenos *evolutivos*, es decir, aquéllos cuyas propiedades se degradan con el paso del tiempo. Es el caso de las arcillas expansivas, los suelos colapsables, los materiales solubles como el yeso o las rocas carbonatadas, etc. La rotura de una tubería, las variaciones del nivel freático, la desecación causada por los árboles, etc. son factores que pueden provocar la ruina de un edificio bastantes años después de su construcción. Se han planteado demandas por no haber previsto tales efectos y haber construido redes de saneamiento convencionales, de difícil control o reparación, constituyendo auténticas "bombas de relojería" colocadas bajo el edificio.

No debemos dejar de citar la inevitable picaresca que suele acompañar a muchos de los litigios, siendo frecuente la imputación a las nuevas obras de daños antiguos, preexistentes. Es conveniente en estos casos realizar, antes de iniciar las obras, un inventario notarial del estado de las edificaciones o estructuras eventualmente afectadas. También conviene el control y auscultación de los eventuales movimientos a lo largo de las obras para anticiparse a cualquier reclamación. Estas actuaciones tropiezan frecuentemente con la oposición de los vecinos a inspeccionar sus viviendas, debiendo quedar constancia notarial de tal postura.

Es importante tener en cuenta que los litigios derivados de operaciones de construcción son siempre de resultado incierto, tanto por la escasa jurisprudencia, como por el lógico desconocimiento de jueces y letrados de las cuestiones técnicas, las cuales tampoco son de fácil interpretación para los especialistas en bastantes casos de patología. A pesar de todo ya van desapareciendo las defensas basadas en "acciones divinas" o en "vicios ocultos".

Una de las cuestiones más espinosas es la de la susceptibilidad de las estructuras a actuaciones en su entorno. Un edificio antiguo, mal cimentado, puede sufrir grandes daños por una excavación adyacente, mientras que otro más moderno, sobre pilotes, no tendrá el menor problema. Se conocen casos en que el nuevo constructor ha sido exonerado de culpa por los daños producidos en un edificio medianero, imputando a éste la responsabilidad por su deficiente estado de conservación, su debilitada estructura o, incluso, por no haber tomado las medidas de refuerzo oportunas ante

futuras obras adyacentes. Personalmente creemos que este tipo de resoluciones son contrarias a derecho ya que, según esta doctrina, al proyectar un edificio habría que tener en cuenta el paso del metro por debajo, toda la gama de posibles edificios y tipos de cimentaciones o excavaciones a ejecutar en su entorno, las vibraciones de maquinaria, las fugas de tuberías de abastecimiento, etc.

Sin embargo, sí parece razonable tener en cuenta futuras acciones derivadas del desarrollo urbano, las prácticas constructivas contemporáneas, etc.

#### 17.4.2 Actuaciones de las que suelen derivarse problemas y reclamaciones judiciales.

Sin pretender una enumeración exhaustiva, citaremos una serie de actuaciones que suelen ser origen de problemas:

1. *Bombeos y rebajamientos del nivel freático.*- Son causa de asentamientos y fisuración de edificios así como de la pudrición de pilotajes de madera. Inducen rozamiento negativo en pilotes columna, con asentamiento de los mismos.

2. *Obstrucción de acuíferos.*- Por ejemplo mediante pantallas, sótanos múltiples, túneles urbanos, aparcamientos subterráneos, etc. Producen ascenso de niveles por "efecto barrera", provocando asientos de cimentaciones superficiales, humedades, inundación de sótanos, etc.

3. *Apertura de pozos o captaciones.*- Pueden detraer caudales de pozos o explotaciones preexistentes, contraviniendo las prescripciones de la Ley de Aguas.

4. *Problemas de erosión interna.*- Tienen lugar cuando se extrae agua o se permite el escape de la misma arrastrando finos del terreno. Es típico de bombeos, defectos de pantallas, colectores, o tuberías rotas, etc. En terrenos karstificados puede provocarse el colapso de dolinas, arrastrando las estructuras suprayacentes. En terrenos granulares, las cavidades creadas pueden originar el hundimiento de cimentaciones superficiales.

5. *Inducción de asentamientos en edificios adyacentes.*- Se producen por aplicación de cargas importantes de cimentaciones, rellenos, acopios, etc. junto a edificios con cimentación somera en terrenos compresibles, dando lugar a agrietamientos por movimientos diferenciales.

**6. Ocupación del terreno bajo propiedad ajena.-** Puede ser de tipo temporal, como la ejecución de anclajes, o tipo permanente como la penetración de cimentaciones, ejecución de inyecciones, etc. Estas actuaciones pueden o no producir daños pero plantean difíciles cuestiones jurídicas en cuanto a la propiedad de los terrenos en profundidad.

**7. Vibraciones.-** Se producen por voladuras, hincas de pilotes o tablestacas, etc. Pueden dar lugar a daños estructurales, asientos de cimentaciones, etc. La normativa municipal es cada vez más estricta respecto a estas actividades, pero esta patología se sigue produciendo.

**8. Implantación defectuosa.-** Es un problema directamente derivado de un deficiente conocimiento del terreno. Corresponde a la ubicación de estructuras en zonas pantanosas o inestables, deslizamientos potenciales o activos, terrenos colapsables o karstificados, rellenos, etc. Del mismo tipo es la implantación de presas en vasos de alta permeabilidad o con formaciones salinas, sobre fallas activas, etc. También es frecuente la construcción en zonas inundables o de erosión marina.

**9. Ejecución de excavaciones.-** Son una causa muy frecuente de litigios. Las excavaciones libres, entibadas o apantalladas implican movimientos del terreno más o menos importantes que pueden dar lugar a daños en los edificios adyacentes. La responsabilidad corresponde en unos casos al proyecto por una incorrecta evaluación de cargas, sobreestimación de las propiedades del terreno y adopción de entibaciones y acodalamientos de insuficiente rigidez. En otros casos los problemas son imputables a la ejecución, por mayores excavaciones que las previstas en el proceso constructivo, tardía colocación de los codales, etc.

**10. Subsistencia.-** Los problemas de subsistencia regional por extracción de agua, hidrocarburos, etc. son difícilmente imputables a actuaciones aisladas y su resolución compete a las autoridades. Lo contrario sucede cuando la subsistencia es atribuible, por ejemplo, a la ejecución de túneles urbanos, donde la relación causaefecto suele ser muy clara. Sin embargo es conocido que una mínima subsistencia es inevitable incluso con las mejores técnicas constructivas y medidas preventivas razonables, por lo que en algunos litigios se ha aplicado el criterio de la utilidad social de la obra y la necesidad de admitir algunos daños por parte de los particulares.

### 17.4.3 La delimitación de responsabilidades

Las situaciones mencionadas en el apartado anterior suelen dar lugar a problemas de responsabilidad civil, e incluso penal, para determinar quién debe ser el sujeto responsable y cuantificar los gastos de reparación y gastos subsidiarios que, en gran número de casos, se resuelven ante los órganos jurisdiccionales correspondientes.

Hay que partir de la base que en líneas generales la responsabilidad se encuentra en las manos de los profesionales que realizan los estudios geotécnicos y proyectan, dirigen o ejecutan la construcción de edificios e infraestructuras.

La responsabilidad de los técnicos que intervienen en la construcción ha sido reconocida a lo largo de la Historia. Así en el Código de Hammuribi (siglo XVIII a.C.) se lee:

"Si un constructor construye una casa, pero su obra no es lo bastante resistente y luego resulta que la casa que él ha construido se derrumba ... se verá obligado a edificar de su propio peculio" ... "Si el derrumbamiento causa la muerte del propietario de la misma, el constructor será condenado a muerte"

La concreta fijación de la responsabilidad de los profesionales que intervienen en el proceso constructivo (ingeniero, geólogo, arquitecto, aparejador, constructor, etc.), necesita tener presente las siguientes consideraciones:

1. La responsabilidad civil del arquitecto y del contratista está regulada y tipificada en el Título VI "*Del contrato de arrendamiento*", Capítulo III "*Del arrendamiento de obras y servicios*" Sección Segunda, artículos 1588 a 1600, pudiendo interpretarse jurídicamente por analogía al resto de los profesionales que intervienen en el proceso constructivo.

2. Toda obra constructiva, aunque representa una unidad, está compuesta por estas actividades diversas:

2.1 El diseño general de la edificación e infraestructura consiste en la elaboración del proyecto que es atribución al arquitecto o ingeniero proyectista, con matizaciones relativas a obras menores. Sin embargo, en función de la interpretación jurídica de las NBE-AE/88 y el Decreto 462/1971 el Técnico encargado de la redacción del proyecto podrá exigir

previamente, cuando lo considere necesario, un estudio del suelo y subsuelo, que formulado por personal especializado o Técnico competente (geotécnico o ingeniero geólogo) deberá ser aportado por el propietario o promotor.

2.2 La ejecución técnica que comprende la dirección propiamente dicha, la vigilancia e inspección de los trabajos, y la verificación de la obra.

2.3 La ejecución material de la obra: es la prestación típica del constructor o contratista que se mezcla directa o íntimamente con la anterior actividad.

2.4 La recepción de la obra: es la última fase del proceso constructivo, de atribución tanto como facultad o como obligación al propietario, tanto público como privado, y que consiste en aceptar la obra ejecutada.

3. La ejecución de una obra requiere, por motivo de las actividades reseñadas anteriormente, la concurrencia de diferentes elementos personales de diversa clase y condición: el propietario o promotor, el ingeniero o arquitecto, el aparejador o perito y el constructor o contratista.

Es interesante reseñar, en concordancia con Fernandez Costales, que *"la figura del arquitecto o ingeniero entendida con el único profesional superior que interviene en la concepción y ejecución de la obra constructiva se ve modernamente complementada, dada la complejidad creciente que cada día presentan estas obras, con el concurso de otros profesionales que con diversas titulaciones y con unos cometidos o atribuciones concretas: ingenieros proyectistas, calculistas de estructuras, técnicos en evaluación de impacto ambiental, ..."*. Estos concursos de profesionales basados en las necesidades de hecho, quedan reforzados para el técnico especializado en el terreno (geotécnico o ingeniero geólogo) por la exigencia legal expresada en este capítulo en 2.1.

Estas tres consideraciones nos conducen a intentar exponer una clara diferenciación de las atribuciones y obligaciones que corresponden a cada uno de los profesionales que intervienen en el proceso constructivo.

Todo ello teniendo en cuenta que no existe una normativa legal que ordene de forma unitaria y sistemática la actividad profesional en el proyecto y ejecución de la obra constructiva, si bien la ordenación legal de la actividad arquitectónica es profusa y

considerable pero carente de sistematización y en mucho menor medida en la obra civil.

La consecuencia jurídica de mayor interés es la responsabilidad de los profesionales de la construcción, efectuándola desde el prisma de la relación contractual regulada por *"el arrendamiento de obras por ajuste"* del Código Civil precisando que sólo regula concretamente la responsabilidad del arquitecto y constructor en base a una mayor intensidad de su responsabilidad. Así el artículo 1591 dice: *"El contratista de un edificio que se arruina por vicios de la construcción, responde de los daños y perjuicios si la ruina tuviese lugar dentro de diez años, contados desde que concluyó la construcción; igual responsabilidad, y por el mismo tiempo, tendrá el arquitecto que la dirigiese, si se debe la ruina a vicio del suelo o de la dirección"*.

*"Si la causa fuere la falta de contratista a las condiciones del contrato, la acción de indemnización durará quince años"*.

De este artículo se interpreta que debe garantizar la solidez de la edificación por 10 ó 15 años, presume su culpa en caso de ruina del edificio y además no puede exonerarse de responsabilidad mediante cláusulas pactadas al efecto. Por tanto la ruina del edificio constituye un supuesto de responsabilidad especial que reviste una naturaleza *ex lege* conforme al primer párrafo del artículo 1591 del C.C. y específicamente contractual ex párrafo segundo del referido precepto. S. Gonzalez Rodríguez (1982) indica que *"en el concepto de ruina se incluye no sólo el hecho de derrumbarse un edificio, sino el estado ruinoso total o parcial, es decir, aquello que haga inútil o inservible el edificio para la finalidad con que se construyó (sentencia de 20-XI-59). Por consiguiente, deben considerarse también todos los daños o detrimentos que experimente la construcción por causa intrínsecas, y que excedan de las imperfecciones normales atribuibles al uso o al proceso de envejecimiento de los materiales"*.

A fin de determinar el régimen de atribución de responsabilidades de los distintos elementos personales que intervienen en el proceso constructivo de un edificio como consecuencia de la complejidad de contratos celebrados, es necesario realizar un análisis y clasificación de los vicios de la construcción, distinguiendo dos apartados:

1.- Por el origen

- Vicios del proyecto, distinguiendo planos de obra,



- memoria, pliegos de condiciones y presupuesto.
- Vicios del suelo.
  - Vicios de la ejecución técnica de acuerdo desdobladas en estas actividades: dirección de obra, vigilancia e inspección espacial y verificación y aprobación de los trabajos.
  - Y los vicios de ejecución material.

Los vicios del proyecto y los vicios del suelo (entendidos estos últimos, según Gonzalez Rodríguez como *"la falta de apreciación de la propia naturaleza del terreno, su comportamiento ante las cargas del edificio, su capacidad portante, deformabilidad, etc., así como el nivel freático y los fallos, socavones, galerías subterráneas, etc., no detectados por falta de reconocimiento, prospecciones, y ensayos que hubieran puesto de manifiesto estos defectos o vicios, que hacen impropia la construcción sobre él o inadecuado el sistema de cimentación o de estructura elegido en un principio"* son atribuibles al Arquitecto proyectista o Ingeniero en calidad de autor, los de ejecución técnica al Arquitecto-Director o Ingeniero-Director de obra y al Aparejador o Ingeniero Técnico, estos últimos en cuanto a su función de inspección y vigilancia y los de ejecución material finalmente son atribuibles al constructor o contratista.

No obstante, las obligaciones de los diferentes profesionales que intervienen en la construcción de una obra se coordinan en el cumplimiento, y la violación en que incurre uno de ellos, suele dar origen a un incumplimiento por parte de otro. Así la responsabilidad por vicios del proyecto y del suelo puede ser compartida con el Arquitecto o Ingeniero-Director en base a la obligación que pesa sobre ellos de revisar y rectificar el proyecto, con otros técnicos que hayan intervenido con función concreta en la confección del proyecto y con el Aparejador o Ingeniero Técnico y constructor, en el caso de que los vicios del Proyecto sean graves y manifiestos, supuesto éste aplicable también a la ejecución técnica.

En el caso de que el reconocimiento geotécnico fuera realizado en función de la legislación vigente por *"personal especializado o técnico competente"* se produce la subrogación de la responsabilidad del Arquitecto o Ingeniero proyectista en el geotécnico o ingeniero geólogo, quedando los autores del proyecto exonerados de responsabilidad por vicios del suelo que recae en los términos autores del informe geotécnico.

No obstante, los reconocimientos son necesariamente puntuales, por lo que resultan

incapaces de garantizar absolutamente el conocimiento total de las características del subsuelo. Por ello resulta jurídicamente aceptable poner límites a la responsabilidad del geotécnico o ingeniero geólogo, por lo que resulta aplicable el artículo 1.105 del Código Civil: *"Fuera de los casos expresamente mencionados por la ley, y de los que así lo declare la obligación, nadie responderá de aquellos sucesos que no hubieran podido preverse o que previstos, fueran inevitables"*. Para el caso concreto del autor de informe geotécnico, cuando este cumple la normativa geotécnica desarrollada en el capítulo 3.1 y además cumple con lo que declare la obligación de realizar el estudio geotécnico (contrato) con el propietario, promotor o autor del proyecto, el suceso (daños en las estructuras por problemas geotécnicos) resulta jurídicamente conceptuado, como caso fortuito (no pudo preverse) o, más difícilmente dados los avances de la ingeniería geológica, como fuerza mayor (previsto fuera inevitable), por lo que quedan exonerados de responsabilidad. *A sensu contrario*, un informe geotécnico realizado rutinariamente por un geólogo o ingeniero geólogo sin cumplir la normativa geotécnica referenciada exonera de responsabilidad al proyectista o constructor y hace a aquél responsable civil e incluso penal de los daños y perjuicios debidos a vicios del suelo.

Un ejemplo de exoneración de responsabilidad lo constituye una sentencia de 30 de octubre de 1963, sobre un proceso judicial de ruina de edificios cimentados sobre terrenos de *bujeo* o arcillas expansivas, que dice textualmente:

*"Concretando este especial fenómeno como causa principal y directa de la ruina, los numerosos informes y dictámenes aportados, han probado como el mismo no pudo ser previsto por el arquitecto por ser desconocido, tanto en sus causas como en las soluciones prácticas en las fechas en que las viviendas se proyectaron y edificaron ... fenómeno desconocido para él y por tanto no previsible en la ciencia de su tiempo, procediendo absorber al arquitecto"*.

Siendo esta sentencia del 30 de octubre de 1963, teniendo en cuenta que la Norma MV 101/1962 *"Acciones en la edificación"* fue regulada por Decreto del Ministerio de la Vivienda 195/1963, publicado en el B.O.E. el 9 de febrero de 1963, resulta admisible que la norma no era aplicable a las viviendas en cuestión ya que cabe precisar que se proyectarían y edificarían en la década de los cincuenta.

Resulta diáfano que aplicando la norma MV-

102/1962 (NBE-AE/88) una sentencia análoga sería hoy en día injustificable.

No obstante, en función del artículo cuarto del Decreto de aprobación de la norma MV-101/1962 estaban en vigor en aquella época *"preceptos sobre acciones en la edificación"* que fueron derogados por ésta.

Por último, llama la atención en esta sentencia *"el carácter no previsible de las arcillas expansivas en la ciencia de su tiempo"*, ya que, según A. Uriel *"la expansividad de las arcillas estaba incorporada a la ciencia de su tiempo y era conocida en sus causas y en sus soluciones prácticas. Precisamente éstas, aunque sólo fuera con carácter semiempírico, se aplicaban en todas las partes del mundo en que dicho fenómeno es transcendente"*.

Así mismo, siguiendo con la corresponsabilidad de los elementos personales en la construcción de una obra, la responsabilidad del constructor por vicios de la ejecución material puede ser compartida con el arquitecto o Ingeniero Director de obra y el Aparejador o el Ingeniero técnico, si éstos hubieran incurrido en culpa por omisión de control general y especial que les incumbe.

Debido a esta complejidad y concurrencia pluripersonal, el sujeto pasivo de la acción de responsabilidad, no será únicamente uno de los profesionales intervinientes en la construcción, sino todas las personas o entidades que con función propia han intervenido en el proceso constructivo.

No obstante, cada uno debe responder exclusivamente del daño que es consecuencia directa e inmediata del incumplimiento de su presentación profesional, ya que cada servicio profesional tiene su origen en distintos contratos.

En algunas ocasiones la responsabilidad trasciende de los meros autores del hecho constructivo. Es el caso de las licencias de construcción otorgadas por Ayuntamientos u otros organismos en terrenos inadecuados para su ocupación, por ejemplo por tratarse de zonas inundables o inestables, o donde existe fuerte presunción de problemas (por no decir "vicios") ocultos, como zonas mineras abandonadas, balsas industriales, antiguos hornos, áreas de valor arqueológico, etc.

La mera calificación de los terrenos como urbanizables o edificables en un plan urbanístico puede

ser entendida como una aptitud para la construcción sin medidas extraordinarias o especiales y podría imputarse responsabilidad a la entidad autora del Plan si tales medidas resultaran necesarias o se derivaran daños al no haberlas tenido en cuenta al constructor dentro de una buena práctica habitual.

Sin existir un documento tan concreto como una licencia, también podrían considerarse como eximentes de responsabilidad, al menos parciales, los planos, mapas o cartografías geológicas o geotécnicas que caracterizaran como aceptables o firmes terrenos problemáticos. También existe alguna jurisprudencia sobre el carácter eximente de usos y prácticas constructivas que tradicionalmente han dado buenos resultados en una determinada zona, si bien esto es poco defendible a la luz de los modernos conocimientos sobre la variabilidad del terreno.

También resulta de difícil asignación la responsabilidad de aquellas partes de una obra que no son habitualmente objeto de un estudio o proyecto geotécnico detallado, como las pequeñas excavaciones, zanjas para conducciones, etc. y que, no obstante son origen del 80% de los accidentes de la construcción. El proyectista arguye que es tarea del contratista prever las entibaciones adecuadas (y así lo suele especificar el Pliego der la Obra), mientras que el contratista exige (casi siempre a posteriori) una definición técnica detallada y medible de todas y cada una de las operaciones constructivas necesarias.

La regulación del proceso constructivo en nuestro ordenamiento jurídico es imprecisa, ambigua y escasa, ante situaciones de hecho conocidas por técnicos, la doctrina jurídica, la jurisprudencia y la opinión pública, originando serias dificultades de interpretación, dificultándose el problema por la obsolescencia de las principales disposiciones legales y, en concreto, del Código Civil.

Por ello, la doctrina jurídica aboga por la reforma y puesta al día de la legislación vigente, siendo deseable y necesaria la elaboración de una Ley General de la Construcción que regule las atribuciones y todos los aspectos de la obra constructiva. Fruto de esta demanda social la Administración ha constituido un grupo de trabajo que tiene como objeto la realización de la *Ley de Atribuciones en la Edificación*, que esperamos se amplíe a otros aspectos de la construcción referentes a la obra civil en las infraestructuras.

Todo ello ayudará, en la medida de lo posible, a resolver muchos de los múltiples problemas que