

MECÂNICA DOS SOLOS E FUNDAÇÕES

PEF 522

NOTAS DE AULAS REVISADAS- 2014

Profa. Dra Heloisa Helena Silva Gonçalves

Prof. Dr. Fernando A M. Marinho

Prof. Dr. Marcos Massao Futai

revisado em 2014 por: *Profa. Dra Heloisa Helena Silva
Gonçalves*

Esta apostila objetiva apresentar ao leitor os conceitos básicos para a compreensão do comportamento dos solos em obras de fundação, arrimo e taludes. Para isto são necessários alguns conceitos de Mecânica dos Solos dos quais se destacam a formação dos solos e seus comportamentos mecânicos e hidráulicos, não sendo objetivo deste material ser fonte de consulta para elaboração de projetos.

A cronologia seguida para a apresentação dos diversos assuntos aqui discutidos é a mesma seguida nas aulas do Curso de Arquitetura da FAU, que é dividido em três partes:

- Na primeira parte são discutidos alguns conceitos básicos de Mecânica dos Solos, tais como formação, caracterização e classificação de solos e métodos de exploração do subsolo. Também são apresentados os conceitos de resistência ao cisalhamento, compressibilidade e capacidade de carga dos solos.
- Na segunda parte são apresentados os tipos de fundações com suas características principais e métodos construtivos e dimensionamento de fundações simples. São discutidas situações nas quais alguns tipos de fundação são mais apropriados ou totalmente inapropriados e apresentados exemplos de “escolha de fundações”.
- Finalmente são dadas noções de empuxos de terra, estruturas de contenção, estabilidade de taludes naturais e de escavação.

As obras de engenharia são os elementos fundamentais para o desenvolvimento e estas obras são também o campo de trabalho dos arquitetos. Os arquitetos devem conhecer os conceitos básicos de Mecânica dos Solos e o comportamento das fundações para conseguir discutir seus projetos e zelar pelo bom desempenho das edificações por eles projetadas.

As obras de engenharia interagem com o meio ambiente e entre elas próprias. Como ilustrado nas Figuras 1.0, todas as obras possuem uma fundação e assim sempre possuem um vínculo com o solo. É necessário o arquiteto conhecer os mecanismos de interação entre as obras e os solos para que possam ter mais liberdade para criar. A escolha do melhor terreno ou da melhor disposição dos pilares deve ter em conta sempre o subsolo da região.

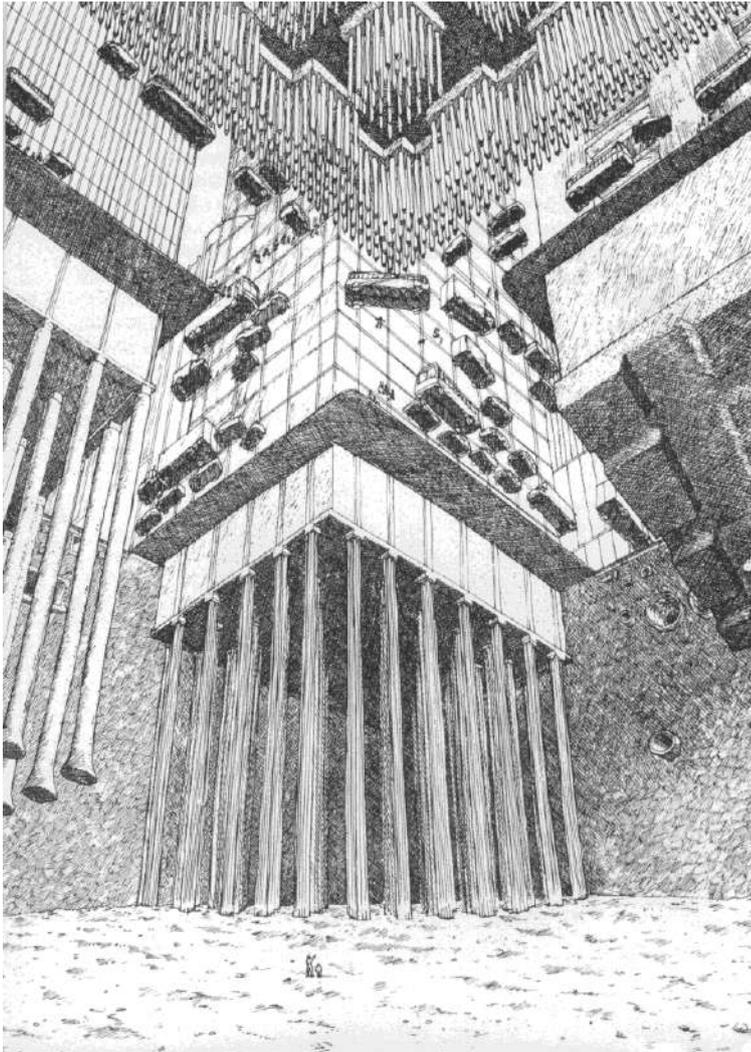


Figura 1.0 – Vista artística de uma fundação. (Macaulay,D.,1992)

O projetista de fundações necessita de informações para projetar e executar adequadamente as fundações e estruturas em solos. Os tópicos mais relevantes que devem ser entendidos por aqueles que desejam projetar fundações são a Geotecnia e o Cálculo Estrutural. No Cálculo Estrutural estão compreendidos a análise estrutural e o dimensionamento de estruturas em concreto armado, em aço e em madeira. Na Geotecnia estão englobados a geologia de engenharia, a mecânica dos solos e a mecânica das rochas.

Formação, Caracterização e Classificação dos Solos

1.1. Formação

A terra surgiu há 4500 milhões de anos que é aproximadamente a idade do Sistema Solar. O raio da terra é de 6370 km sendo: 1350 km o raio do núcleo interno, 2100 km a espessura do núcleo externo, 2740 km a espessura do manto superior e 35 a 60 km a espessura da crosta. Existe no interior do planeta enorme quantidade de calor gerado principalmente pela desintegração atômica em seu núcleo e mecanicamente pela movimentação localizada em sua crosta. O calor interno da terra é transferido para o exterior. Os gradientes geotécnicos regionais até 5 a 10 km de profundidade variam de 10 a 60°C/km.

Rocha é um corpo sólido natural, resultante de um processo geológico determinado, formado por agregados de um ou mais minerais, arranjados segundo as condições de temperatura e pressão existentes durante a sua formação. As rochas podem ser ígneas, sedimentares ou metamórficas. As rochas ígneas ou magmáticas resultam da solidificação de material rochoso, parcial a totalmente fundido, denominado magma, gerado no interior da crosta terrestre. As rochas sedimentares são resultantes da consolidação de sedimentos, ou seja, de partículas minerais provenientes da desagregação e transporte de rochas pré-existentes ou da precipitação química ou ainda da ação biogênica. As rochas metamórficas são derivadas de outras rochas pré-existentes que no decorrer dos processos geológicos sofreram mudanças mineralógicas, químicas e estruturais, no estado sólido, em resposta às alterações das condições físicas (temperatura e pressão) e químicas, impostas em profundidades abaixo das zonas superficiais de alteração e cimentação. As alterações provocam instabilidade dos minerais que se transformam e se rearranjam.

A palavra solo é originada do latim: *solum* que significa superfície do chão. Os solos são formados pela decomposição das rochas e sua evolução depende do clima, da rocha de origem, do relevo, do tempo e até mesmo dos microorganismos. Os processos de alteração podem atuar sucessivamente sobre um mesmo solo; é comum classificar os solos pelo último processo ocorrido.

Para a agricultura é estudada a camada de terra tratável, com poucos metros de espessura, que suporta as raízes. Para a engenharia civil também são importantes as camadas mais profundas, porque as obras são apoiadas sobre ou no interior da crosta terrestre. Para a engenharia civil é chamado de solo o material que pode ser escavado com pá, picareta ou escavadeira e de rocha o material que só pode ser desmontado com a utilização de explosivos.

O intemperismo físico e químico é o principal responsável pela decomposição da rocha. O solo resultante pode permanecer no local de origem ou ser transportado. Quando o solo formado pela decomposição de uma rocha permanece no mesmo local

da formação é chamado de solo residual e quando mantém algumas características da rocha pode ser chamado de solo saprolítico. Os solos transportados podem ser:

- coluvionares – transportado pela ação da gravidade
- aluvionares – transportados pelas águas correntes;
- glaciais - transportados pelas geleiras;
- eólicos - transportados pelo vento.

São chamados solos sedimentares os que foram depositados por grandes volumes de água. Muitas vezes este material contém matéria orgânica e são chamados de solos orgânicos, porém quando a quantidade de matéria orgânica é muito grande, o solo é chamado de turfa.

Alguns solos mais superficiais, existentes em região de climas tropicais são evoluídos pedologicamente e são chamados de solos porosos ou solos lateríticos.

1.2 Identificação Visual-tátil dos solos

A investigação preliminar em campo exige, muitas vezes, uma identificação dos solos sem os recursos de laboratório. A identificação tátil-visual é realizada com base na sensibilidade e experiência dos operadores (Fig 1.1 e 1.2). Colocando um punhado de solo na mão e esfregando-o entre os dedos pode-se identificar a areia por uma sensação de aspereza, ao contrário a argila é extremamente lisa (sobretudo quando umedecida).

As argilas são plásticas, permitem ser moldadas, enquanto os siltes e as areias não. Fazendo-se bolinhas de solo e deixando-as secar, pode-se verificar a resistência a pressão dos dedos que nas argilas será elevada e baixa nos solos arenosos e siltosos. Para estimar a quantidade de areia pode-se dissolver o solo em um recipiente com água limpa. A areia irá para o fundo rapidamente e a argila demorará a se decantar.



Figura 1.1. Análise tátil visual

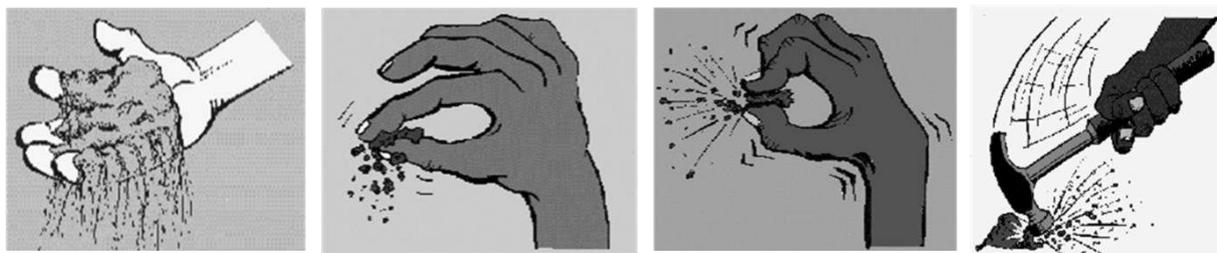


Figura 1.2. Caracterização tátil visual

Solo Solto

Solo Friável

Solo Firme

Solo extremamente
firme

1.3 Classificação dos solos segundo o tamanho dos grão

O tamanho das partículas é uma das características do solo. Cada solo é constituído por uma variedade de partículas com diferentes tamanhos, formas e composição mineralógica. A ABNT estabelece faixas de graduação para diferenciar as frações de solo, conforme apresentada na Tabela 1.1.

Tabela 1.1 – Classificação granulométrica das frações dos solos

Fração	Limites
Pedregulho	> 2mm
Areia grossa	0,6mm a 2,0mm
Areia média	0,20mm a 0,6mm
Areia fina	0,06mm a 0,2mm
Silte	0,002mm a 0,06mm
Argila	< 0,002mm

Para identificar a distribuição granulométrica de um solo realiza-se a análise granulométrica, composta de duas fases: peneiramento e sedimentação. Para as areias puras basta o peneiramento.

O peneiramento é realizado através de uma série de peneiras com abertura de malha pela qual o solo será peneirado. O peso do material que passou em relação ao peso total é a percentagem que passa em cada peneira. O peneiramento é limitado até a peneira de malha #0,075mm. As partículas com diâmetros menores são determinados pelo processo de sedimentação.

Na sedimentação o solo é colocado em uma proveta com solução dispersante e se mede a velocidade de quedas das partículas. É usado um densímetro para medir a variação da densidade do fluido com o tempo. Através da lei de Stokes calculam-se os diâmetros das partículas:

$$v = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{18\mu} D^2 \quad \text{sendo:}$$

v – velocidade de queda

γ_s – peso específico do material

γ_w – peso específico do fluido

μ - viscosidade do fluido

D – diâmetro das partículas

A Fig. 1.3 apresenta o material de laboratório utilizado no ensaio e algumas areias e pedregulhos de diferentes diâmetros.

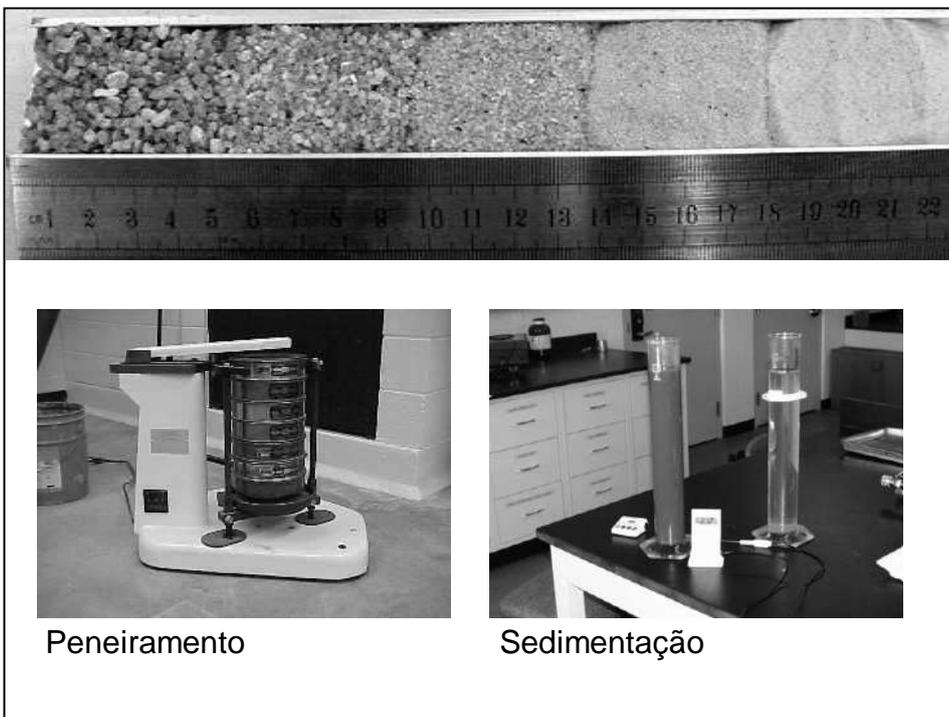


Figura 1.3 Ensaio de peneiramento e sedimentação.

O resultado final é a curva granulométrica. A Figura 1.4 apresenta algumas curvas granulométricas, de diferentes solos.

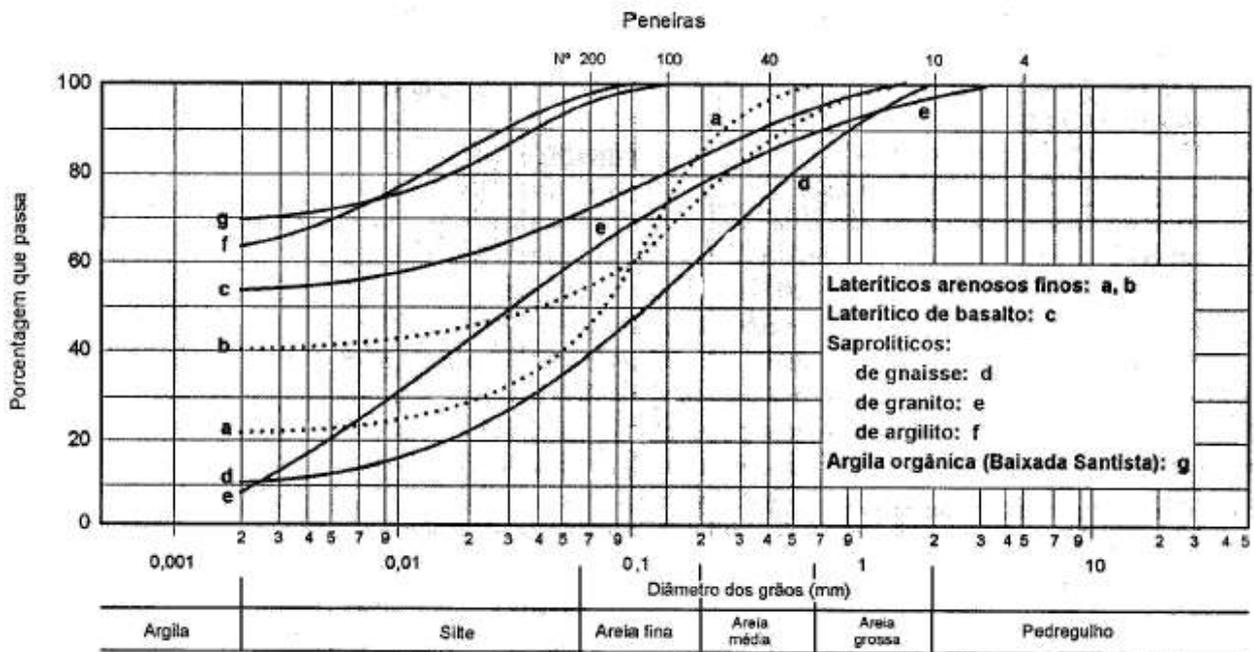


Figura 1.4 – Curvas granulométricas de alguns solos

Com base no resultado da análise granulométrica são identificadas as porcentagens de cada material e o nome do solo é dado começando pelo material que tem a maior porcentagem; a seguir são citados os outros tipos de materiais que compõem o solo. Abaixo estão apresentados alguns exemplos:

- argila siltosa;
- argila silto arenosa;
- areia argilosa com pedregulhos;
- areia siltosa;
- silte arenoso;
- silte argiloso.

1.4 Limites de Atterberg

Os solos grossos como areias e pedregulhos podem ser caracterizados a partir unicamente da curva granulométrica. Para os solos finos isto não é suficiente, porque os minerais constituintes dos mesmos interagem com a água, alterando seu comportamento. A classificação dos solos finos é realizada a partir da curva granulométrica e dos valores dos limites de Atterberg, que estão definidos adiante.

Os solos finos possuem uma plasticidade que define sua capacidade de expansão, contração e compressibilidade. Quanto maior o teor de argila maior será a plasticidade de solo. Como definido adiante: **Umidade é a relação entre o peso de água e o peso do solo seco.** Existem vários tipos de argilo minerais que podem ser mais ou

menos plásticos. A consistência do solo varia com o teor de umidade (Fig. 1.5), podendo estar em um dos estados:

- sólido – não há variação de volume com a secagem.
- semi-sólido – há variação de volume com a secagem.
- plástico – moldável.
- líquido – fluido denso.

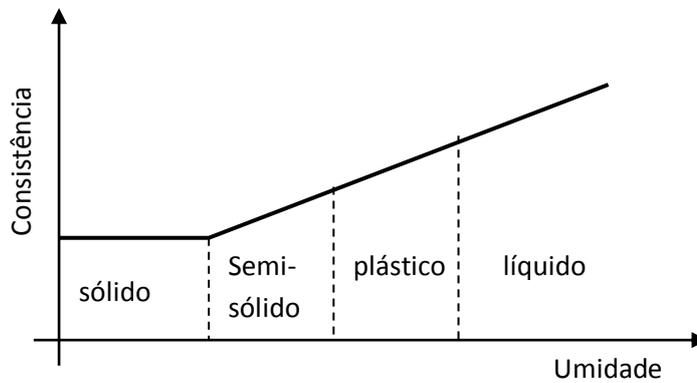


Figura 1.5. Variação da consistência do solo com a umidade

Para definir os limites entre os estados do solo, Casagrande usou estudos de Atterberg.

O limite de liquidez (LL) foi definido como sendo a umidade limite entre o estado líquido e o estado sólido. O LL é obtido através do aparelho Casagrande que é composto por uma concha, conforme ilustrado na Figura 1.6.

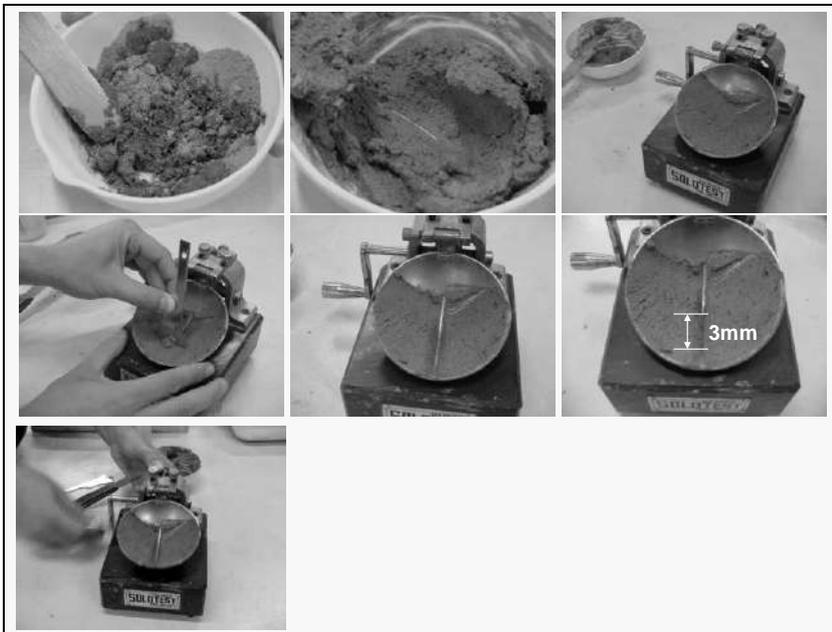


Figura 1.6. Ensaio de Limite de Liquidez (aparelho de Casagrande).

A concha é preenchida com solo em uma determinada umidade na qual verifica-se qual o número de quedas da concha (golpes) para fechar uma ranhura aberta no solo. Para abrir a ranhura no solo é utilizado um cinzel padronizado. O procedimento é

repetido para vários teores de umidade. O limite de liquidez será a umidade correspondente a 25 golpes, conforme mostrado na Fig.1.7.

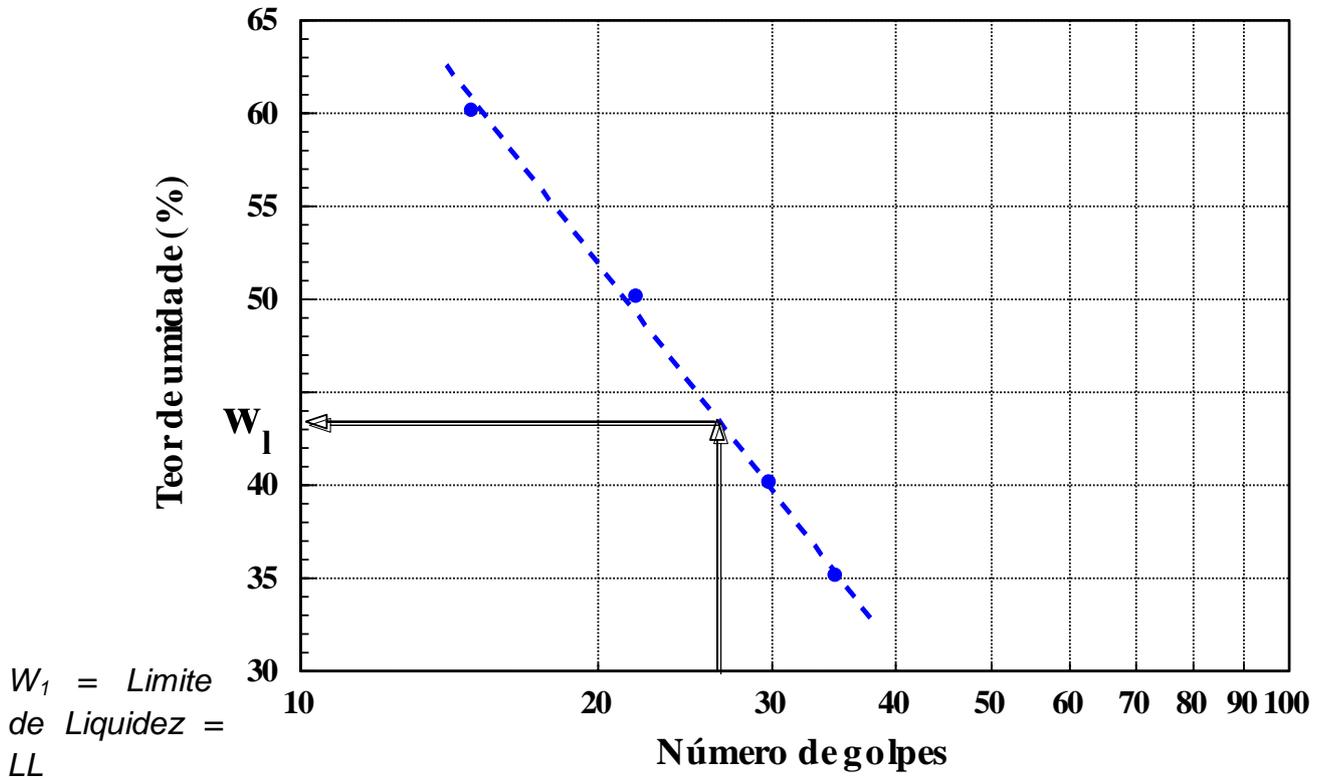


Figura 1.7. Resultado de um ensaio de limite de liquidez.

O limite de plasticidade (LP) é o valor da umidade que limita o estado plástico do estado semi-sólido. É obtido moldando-se cilindros de solo (Fig. 1.8) e rolando-os sobre uma placa de vidro fosco com a mão até que comece a fissurar com 3mm de diâmetro.

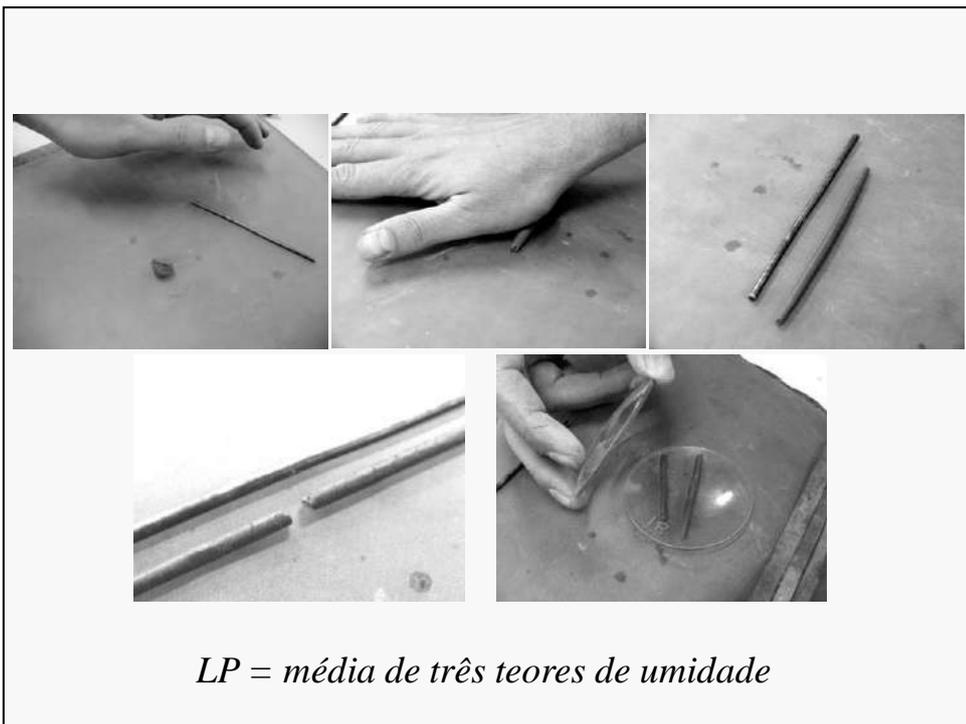
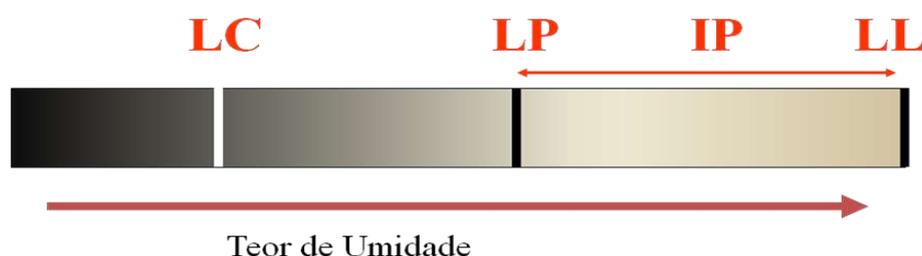


Figura 1.8. Ensaio para a determinação do limite de plasticidade.

O limite de contração (LC) é a umidade que limita os estados semi-sólido e sólido. A Figura 4.9 ilustra estes limites e também o índice de plasticidade IP, que é a diferença entre LL e LP. O IP representa a faixa de umidade em que o solo é plástico.



LL – limite de liquidez

LP – Limite de plasticidade

LC – Limite de contração

IP – Índice de Plasticidade

Figura 1.9. Limites de Consistência

As propriedades físicas das argilas são função do mineral que as constituem. Alguns solos com pequenas porcentagens de argila apresentam plasticidade e coesão que são característicos do mineral argila; quando isto acontece a argila é classificada como ativa. O índice de atividade de uma argila foi definido por Skempton como sendo a relação entre o índice de plasticidade e a porcentagem de argila do solo (porcentagem de material com diâmetro menor que 0,002mm).

A argila é considerada ativa quando o índice de atividade é maior que 1,25; para valores entre 0,75 e 1,25 a argila é normal e quando o índice de atividade é menor que 0,75 a argila é considerada inativa.

1.5 Índices físicos

O solo é constituído de 3 fases: partículas sólidas, água e ar. Costuma-se chamar de vazios o volume ocupado pela água e pelo ar. Portanto diz-se que o solo é constituído pelos grãos e pelos vazios (água e ar).

As quantidades de água e ar que ocupam os vazios podem variar, influenciando nas propriedades do solo. Por exemplo, a saída de água e ou ar pode diminuir o volume de vazios de um solo melhorando sua resistência.

Para identificar o estado do solo, foram definidos índices que correlacionam os pesos e os volumes das 3 fases.

Sendo:

M_s = peso do solo seco

M_w = peso da água

M_T = peso total

$M_T = M_s + M_w$

V_s = Volume do solo seco

V_w = Volume da água

V_a = volume de ar

V_v = volume de vazios

$V_v = V_w + V_a$

V_T = Volume total

$V_T = V_s + V_v$

São definidas as seguintes relações:

Relação entre pesos:

A **umidade** é dada em porcentagem. Seus valores dependem do tipo de solo, mas situam-se geralmente entre 10 e 40%. Quando o solo está seco ao ar a umidade varia entre 3 e 5%. Existem solos que na natureza tem umidade muito alta, da ordem de 100 a 150%, como as argilas orgânicas. Alguns poucos solos podem chegar a umidades ainda maiores.

$$w = \frac{M_w}{M_s}$$

Relações entre volumes:

Índice de vazios:

$$e = \frac{V_v}{V_s}$$

O índice de vazios é um número adimensional. Seus valores variam normalmente entre 0,5 e 1,5. Nas argilas orgânicas estes valores podem chegar a 4. Nas turfas podem chegar a 9.

Porosidade:

$$n = \frac{V_v}{V_t}$$

A porosidade é dada em porcentagem. Seus valores mais comuns estão entre 30 e 80%.

Grau de saturação:
$$S = \frac{V_w}{V_v}$$

É dado em porcentagem. Varia de zero (solo seco) a 100% (solo saturado).

Relações entre pesos e volumes:

Peso específico dos sólidos (ou dos grãos):
$$\gamma_s = \frac{M_s}{V_s}$$

O peso específico dos sólidos varia pouco de solo para solo, estando geralmente em torno de 27 kN/m³ ou 2,7 tf/m³ ou 2,7 gf/cm³. Normalmente, este valor pode ser adotado, quando não se dispõe de resultados de ensaio. Os valores limites atingidos pelo peso específico dos sólidos são de 2,5 gf/cm³ a 3,0 gf/cm³.

Peso específico natural:
$$\gamma_n = \frac{M_T}{V_T}$$

Normalmente, seus valores variam entre 1,7 gf/cm³ e 2,1 gf/cm³ (17kN/m³ e 21 kN/m³). As argilas orgânicas podem ter $\gamma_n = 14 \text{ kN/m}^3$.

Peso específico aparente seco:
$$\gamma_d = \frac{M_s}{V_T}$$

Seus valores se situam geralmente entre 13 e 19 kN/m³. Nas argilas orgânicas podem chegar a 5kN/m³.

Peso específico aparente saturado:
$$\gamma_{sat} = \frac{M_{sat}}{V_T}$$

É o peso específico do solo quando este fica saturado. Seu valor é da ordem de 20kN/m³.

Peso específico da água:
$$\gamma_w = \frac{M_w}{V_w}$$

Seu valor varia um pouco com a temperatura da água, mas é sempre adotado igual a 10kN/m³ ou 1 tf/m³ ou 1 gf/cm³.

São determinados em laboratório, através de ensaios, os seguintes índices físicos: w, γ e γ_s . Os outros índices são calculados através das relações que podem ser determinadas entre eles. A Fig. 1.10 apresenta a relação entre os diversos índices físicos.

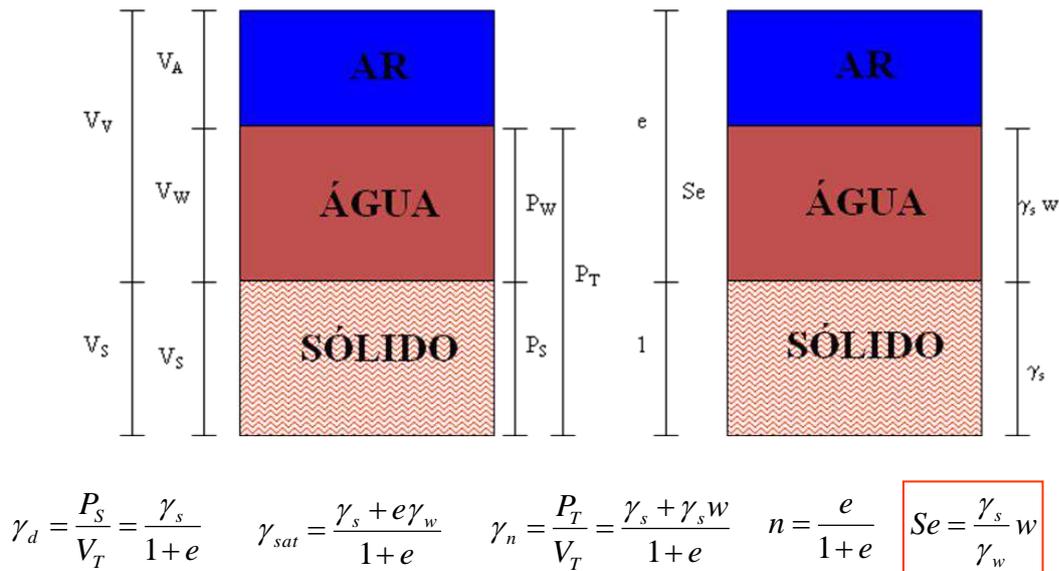


Figura 1.10. Relação entre os diversos índices físicos.

1.6 Compacidade das areias e Consistência das argilas

A compacidade da areia representa o estado da areia no campo, comparada com sua condição mais fofa ou mais compacta. Os limites são definidos pelo índice de vazios máximo (solo depositado cuidadosamente em um recipiente) e o índice de vazios mínimo (compactado por vibração). A compacidade relativa é uma indicação quantitativa do estado da areia no campo e é definida como:

$$CR = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}}$$

sendo “e” o índice de vazios da areia na condição natural ou de campo. Alguns valores típicos de índices de vazios máximo e mínimo estão listados na Tabela 1.2 e a classificação da compacidade das areias através do índice de compacidade na Tabela 1.3.

Tabela 1.2 – Valores típicos de e_{max} e e_{min}

Descrição da areia	e_{min}	e_{max}
Areia uniforme de grãos angulares	0,70	1,10
Areia bem graduado de grãos angulares	0,45	0,75
Areia uniforme de grãos arredondados	0,45	0,75
Areia bem graduado de grãos arredondados	0,35	0,65

Tabela 1.3 – Classificação das Areias pela compactidade

Classificação	CR
Areia fofa	$CR < 0,33$
Areia de compactidade média	$0,33 < CR < 0,66$
Areia compacta	$CR > 0,66$

A consistência da argila indica o estado em que ela se encontra na situação natural ou de campo e está relacionada com a sua resistência. A maneira mais correta de determinar a consistência da argila é através do ensaio de resistência à compressão simples. A resistência à compressão simples é o resultado de um ensaio realizado em laboratório, no qual se aumentam os incrementos de carga em um corpo de prova de argila até que ocorra a ruptura. As cargas resistidas pela argila divididas pela área do corpo de prova fornecem os valores de tensão aplicados à argila. A maior tensão aplicada é a resistência à compressão simples. Ela pode ser correlacionada com a consistência da argila, conforme apresentado na Tabela 1.4.

Tabela 1.4 – Consistência da argila em função da resistência à compressão simples

Consistência	Resistência à compressão simples (kPa)
Muito mole	<25
Mole	25 a 50
Média	50 a 100
Rija	100 a 200
Muito rija	200 a 400
Dura	>400

Outra forma de caracterizar a consistência das argilas é através do índice de consistência dado por:

$$IC = \frac{w_l - w}{w_l - w_p}$$

O índice de consistência mostra se o solo está próximo dos índices de Atterberg. Quando IC=0 a umidade do solo é igual ao limite de liquidez. No entanto, o índice de consistência não considera a estrutura da argila, que tem papel importante na resistência e na consistência da mesma. A tabela 1.5 apresenta a consistência de uma argila em função do índice de consistência.

Tabela 1.5 – Consistência da argila em função do índice de consistência

Consistência	Índice de Consistência
Mole	< 0,5
Média	0,5 a 0,75
Rija	0,75 a 1,0
Dura	> 1,0

1.7 Sensibilidade das argilas

A resistência das argilas depende da estrutura (arranjo entre os grãos) e do índice de vazios em que ela se encontra. Quando a argila no seu arranjo natural (argila indeformada) tem um certo valor de Resistência e este valor diminui após o manuseio (argila amolgada) a argila é considerada sensível.

Sensibilidade é a relação entre a resistência da argila no estado indeformado (R_i) e a resistência da argila amolgada (R_s) e reconstituída nas mesmas condições, isto é, com o mesmo valor de índice de vazios e umidade.

As argilas são classificadas quanto à sensibilidade conforme apresentado na tabela 1.6.

$$Sensibilidade(S) = \frac{R_I}{R_R}$$

Tabela 1.6 – Sensibilidade da argila

Sensibilidade	Classificação
1	Insensível
1 a 2	Baixa sensibilidade
2 a 4	Média sensibilidade
4 a 8	Sensível
> 8	Ultra sensível (quick Clay)

Investigação do sub-solo

Existem vários equipamentos para se fazer a prospecção geotécnica do sub-solo. Os métodos de investigação podem ser diretos ou indiretos. Quando há possibilidade de coletar, observar o subsolo o método é direto (poços, trincheiras, sondagens) e quando as propriedades do solo são obtidas por estimativas indiretas o método é indireto (sensoriamento remoto e ensaios geofísicos).

2.1 Sondagem

A sondagem mais simples é o trado. A investigação é rápida e econômica. O equipamento é composto por hastes de aço, uma cruzeta para aplicar o torque e o trado propriamente dito, que pode ser de vários formatos (Figura 2.1).

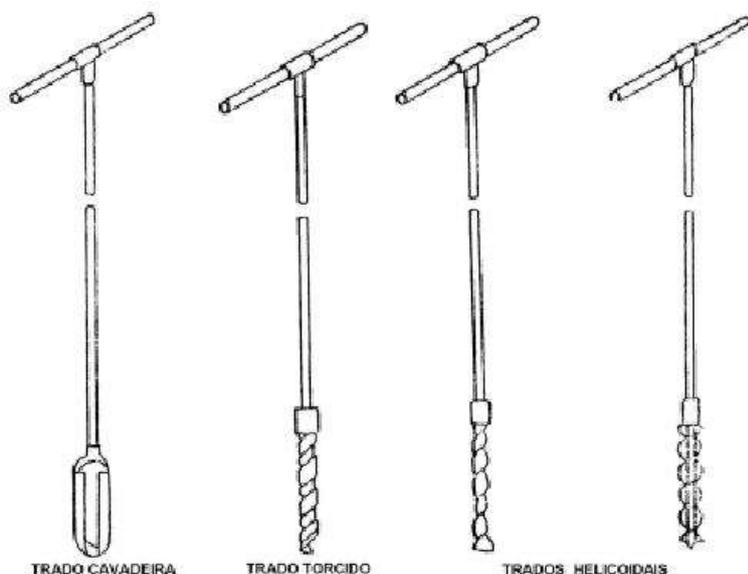


Figura 2.1 – Trados manuais

Existem manuais e mecânicos. Esta sondagem está limitada a presença de pedregulhos, pedras, matacões, nível de água e areias muito compactas.

O SPT é uma sondagem a percussão (Standard Penetration Test). Este ensaio tem baixo custo, pode ser realizado em locais de difícil acesso, pode-se coletar amostras, é determinado um índice que permite que se estime a resistência e também é determinado o nível de d'água.

O equipamento é simples conforme ilustra a Figura 2.2, composto de tripé com sarrilho, roldana, cabo, hastes, trado, trépano, martelo (65kg), amostrador padrão, bomba d'água.

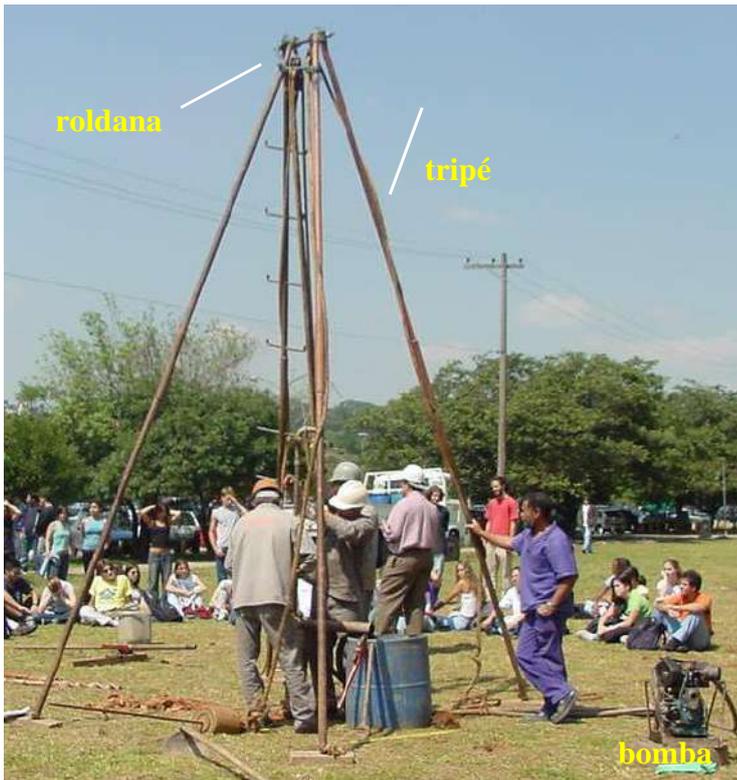


Figura 2.2 – Vista geral do ensaio de SPT

2.1.1 Perfuração

O SPT tem duas etapas básicas, a perfuração e o ensaio propriamente dito. Após a limpeza do terreno e locação do furo, a perfuração da sondagem é realizada com trado. Quando o avanço for impenetrável ao trado ou se atingir o nível d'água a sondagem é continuada por percussão. Crava-se o revestimento para evitar fechamento do furo. O solo é escavado pela percussão (queda e torção sucessiva) do trépano e os detritos formados são retirados por circulação de água, conforme mostrado na Figura 2.3. A sondagem termina ao atingir a profundidade desejada ou quando atingir a condição de impenetrável a percussão. O registro do nível d'água deve ser feito no dia seguinte ao ensaio para evitar a influencia da circulação de água.



(A) Perfuração

(B) Trépano

Figura 2.3 – Perfuração com circulação de água

2.1.2 ENSAIO DE SPT

O ensaio é executado a cada metro e a partir de 1m de profundidade. Portanto, a perfuração é interrompida para execução do ensaio. O ensaio consiste em cravar o amostrador padrão por golpes do martelo (65kg) caindo de 75cm. Está apresentada na Figura 2.4a uma foto ilustrando o ensaio de SPT. A Figura 2.4b mostra uma foto do amostrador.

O amostrador é cravado 45cm no solo, sendo anotado o numero de golpes para cravar cada 15cm do amostrador. O índice de resistência a penetração (NSPT) é o numero de golpes para cravar os últimos 30cm do amostrador.

Em solo muito mole a resistência pode ser tão baixa que não resista nem um golpe. Neste caso, encosta-se o martelo na composição das hastes e anota-se até que profundidade a haste e o martelo penetram somente com o peso estático do conjunto. As amostras são coletadas a cada metro e caracterizadas.



Figura 2.4a – Execução do ensaio de SPT



Figura 2.4b – Amostrador

A figura 2.5 apresenta um exemplo de resultado de sondagem.

Cota (m)	Profund. (m)	N. A.	S P T	Descrição	Convenção
781,0	0		8	Areia fina, média e grossa, argilosa e siltosa, amarela	
	- 2,0		11		
			7	Argila siltosa, pouco arenosa, consistência média, variegada	
	- 5,0		9		
775,0			8	Argila siltosa, pouco arenosa, consistência rija, amarela e cinza	
	- 8,0	- 8,0	21		
			17	Areia fina e média, pouco argilosa, compacta, cinza amarelada	
	- 10,0		15		
			20	Argila siltosa, pouco arenosa, dura, cor variegada	
	- 10,0		31		
770,0			41	Argila siltosa, pouco arenosa, dura, cor variegada	
			48		
			61		
			57		
			58		
765,0			30/15		
			30/14		
			30/12		
			30/14		
			30/10		
			30/11		
760,0	- 21,0		Lavagem	Limonita (concreções)	
	- 22,0	- 22,30	30/16	Areia fina e média, com algumas lentes de limonita, siltosa, compacta, amarela e vermelha	
			30/12		
			30/8		
755,0	- 26,0		Lavagem		

Figura 2.5 – Exemplo de resultado de sondagem SPT

O número e a locação dos furos de sondagem é definido pelo projetista. A norma NBR 8036/83 estabelece um número mínimo de sondagem para fundações de edifícios, conforme mostrado na Tabela 2.1.

Tabela 2.1 – número mínimo de sondagens.

Área de projeção de construção (m ²)	Nº mínimos de furos
<200	2
200 a 600	3
600 a 800	4
800 a 1000	5
1000 a 1200	6
1200 a 1600	7
1600 a 2000	8
2000 a 2400	9
>2400	a critério

A distância entre as sondagens não deve ultrapassar 30m e os furos devem cobrir toda a área, como mostra o exemplo da Figura.2.6

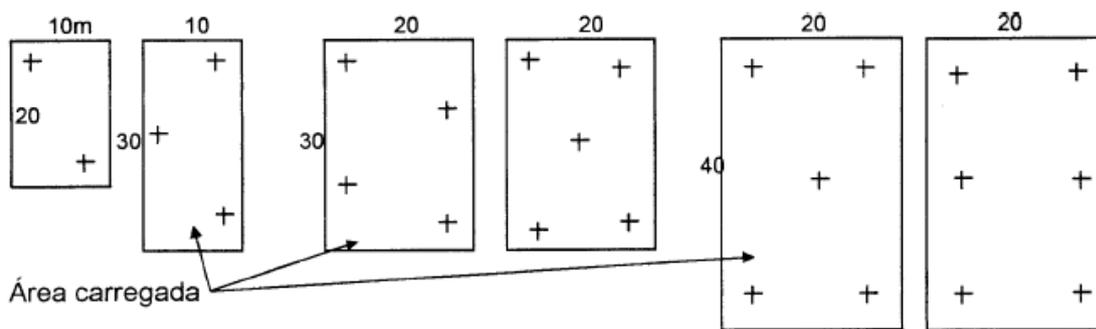


Figura 2.6 – Localização de sondagens

O NSPT é muito utilizado em projetos de fundações, tais como escolha do tipo de fundações e estimativa da tensão admissível do solo. O NSPT também é usado em correlações para obtenção das propriedades do solo. A norma NBR7250/82 apresenta tabelas que correlacionam a compactidade das areias e a consistência das argilas com os valores de NSPT, conforme apresentado nas Tabelas 2.2 e 2.3.

Tabela 2.2

NSPT	Compactidade
0 a 4	muito fofa
5 a 8	Fofa
9 a 18	mediamente compacta
18 a 40	compacta
>40	muito compacta

Tabela 2.3

NSPT	Consistência
<2	muito mole
3 a 5	mole
6 a 10	média
11 a 19	rija
>19	Duro

3.1 Introdução

Para estudar o comportamento do solo utilizam-se equações constitutivas, que relacionam as tensões, deformações e o tempo. Assim, é possível dar um tratamento matemático a problemas que envolvem o comportamento do solo quando submetido a cargas aplicadas, incluindo seu peso próprio.

Os projetos de fundações e contenções são analisados separando-se, ainda que artificialmente, a deformação da ruptura. Na realidade, qualquer estrutura quando é solicitada passa a deformar até que atinja a ruptura. Antes de romper, considera-se que a estrutura está sendo solicitada em condições de trabalho e a solicitação é limitada em função da máxima deformação que a estrutura pode sofrer, sem que sejam prejudicadas as condições de utilização da mesma. A estrutura deve ser segura e parecer segura. Na cidade de Santos, por exemplo, onde os prédios sofrem grandes deformações devido à camada de argila mole orgânica existente abaixo da camada de areia - na qual as fundações são apoiadas - os limites de utilização foram ultrapassados largamente. Neste caso, embora a camada de argila esteja com coeficiente de segurança apropriado em relação à ruptura, as deformações sofridas por esta camada provocam inclinação dos edifícios em até aproximadamente $2,5^\circ$, gerando uma sensação de desconforto e insegurança muito grandes. Uma análise que considere concomitantemente os problemas de deformação e de ruptura só é possível com a utilização de sofisticados métodos numéricos, difíceis de serem utilizados no dia a dia da engenharia.

Nos problemas de deformação são determinadas as deformações do solo e da estrutura quando submetidos a um carregamento qualquer, porém muito inferior ao que possa provocar a ruptura. Um exemplo típico é o cálculo de recalques. Nos problemas de ruptura não há preocupação com as deformações, mas somente com a capacidade que o solo tem de resistir às solicitações impostas, sem romper. Nos cálculos de deformações, trabalha-se com pequenas deformações e por isto pode ser utilizada a teoria da elasticidade, enquanto nos cálculos de estabilidade (possibilidade que o solo tem de resistir às solicitações impostas) utiliza-se a teoria da plasticidade.

Estas duas teorias consideram o solo um meio contínuo. Na realidade, os solos são constituídos por partículas e a tensão aplicada é transmitida por meio de forças, partícula a partícula. Ao sofrer solicitações o solo irá se deformar, modificando seu volume e sua forma inicial. O nível de deformação dependerá das propriedades mecânicas do solo e do carregamento aplicado. O estado de tensões no maciço depende do peso próprio, da intensidade da força aplicada e da geometria do carregamento.

A transmissão das tensões ocorre por áreas muito reduzidas. Ao longo de um plano passando pelo solo, os esforços podem ser decompostos em componentes normais e tangenciais (conforme mostrado na Figura 3.1):

Tensão total	Tensão normal $\sigma = \frac{\sum N}{\text{Área}}$
	Tensão tangencial $\tau = \frac{\sum T}{\text{Área}}$

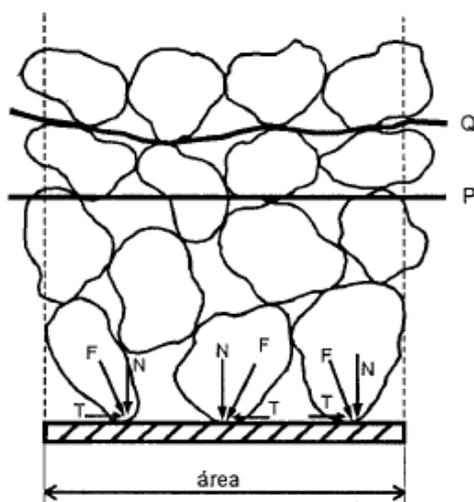


Figura 3.1- Tensões de contato nos grãos

Nos contatos, as tensões podem ultrapassar 700 MPa que são muito maiores que as tensões totais. Na engenharia, as tensões são normalmente inferiores a 1MPa.

O estado de tensões no solo obedece a um conjunto de equações de equilíbrio, compatibilidade e às leis constitutivas do material. Em alguns casos a própria distribuição de tensões devido ao peso próprio pode ser complexa, dependendo da geometria do terreno.

3.2 Tensão Vertical Total

No caso particular de terrenos planos e horizontais com camadas de solo também horizontais e sem carregamento externo, os cálculos das tensões tornam-se bastante simples. Não existirão tensões cisalhantes nos planos horizontal e vertical. A tensão total vertical é calculada pelo peso de solo acima da profundidade considerada. Caso o peso específico seja constante com a profundidade (uma única camada), a tensão vertical será dada por:

$$\sigma_v = \gamma \cdot z$$

conforme está ilustrado na Figura 3.2.

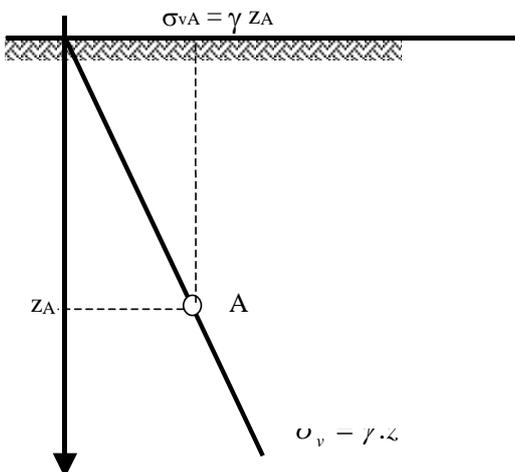


Figura 3.2 – Tensões verticais totais

Quando o terreno é formado por várias camadas de solo com diferentes pesos específicos (estratificado), a tensão vertical total resulta do somatório das parcelas de cada camada:

$$\sigma_v = \sum_{i=1}^n \gamma_i \cdot z_i$$

onde: z_i e γ_i são as espessuras das camadas e os pesos específicos, respectivamente.

No exemplo mostrado na Figura 3.3 pode-se calcular as tensões totais verticais (geostáticas) da seguinte forma:

- Tensão vertical no ponto I:

$$\sigma_v = \gamma_{argila} \cdot z_{argila} = 13 \times 2 = 26 \text{ kN/m}^2$$

- Tensão vertical no ponto II:

$$\sigma_v = \gamma_1 \cdot z_1 + \gamma_2 z_2$$

$$\sigma_v = 13 \times 2 + 15 \times 3 = 71 \text{ kN/m}^2$$

- Tensão vertical no ponto III:

$$\sigma_v = \gamma_1 \cdot z_1 + \gamma_2 z_2 + \gamma_3 z_3$$

$$\sigma_v = 71 + 17 \times 1 = 88 \text{ kN/m}^2$$

O resultado final pode ser desenhado na forma de perfil, conforme mostrado na Figura 3.3.

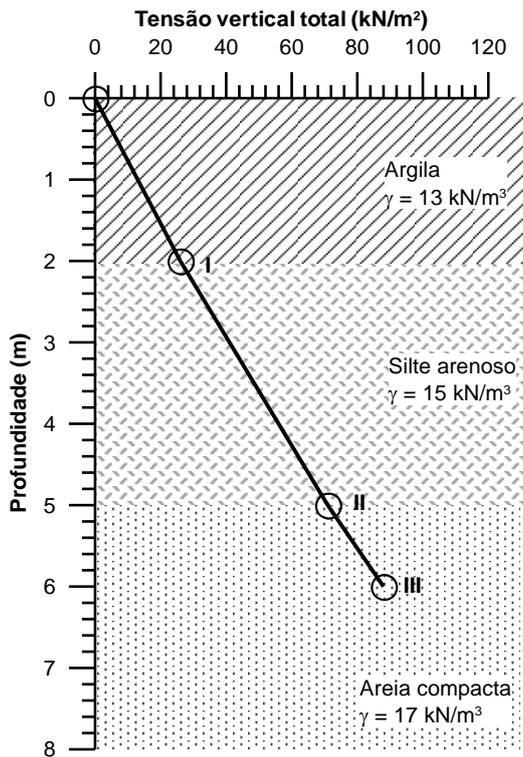


Figura 3.3 – Perfil de tensões verticais totais

3.3 Pressão Neutra (Pressão da água dos poros):

A pressão neutra ou poro-pressão é a pressão na água dos vazios do solo e é dada pela carga piezométrica da lei de Bernoulli. Quando há um nível d'água sem fluxo a pressão neutra (u) será a pressão hidrostática e é dada por:

$$u = \gamma_w \cdot z_w$$

sendo:

γ_w – o peso específico de água (10kN/m^3 ou 1g/cm^3) e;

z_w – a altura da coluna de água.

Considerando o exemplo anterior com nível d'água no nível do terreno, pode-se calcular a distribuição das pressões neutras:

- No ponto I

$$u = 10 \times 2 = 20\text{kN/m}^2$$

- No ponto II

$$u = 10 \times 5 = 50\text{kN/m}^2$$

- No ponto III

$$u = 10 \times 6 = 60\text{kN/m}^2$$

O diagrama de pressões neutras resultantes está apresentado na Figura 3.4.

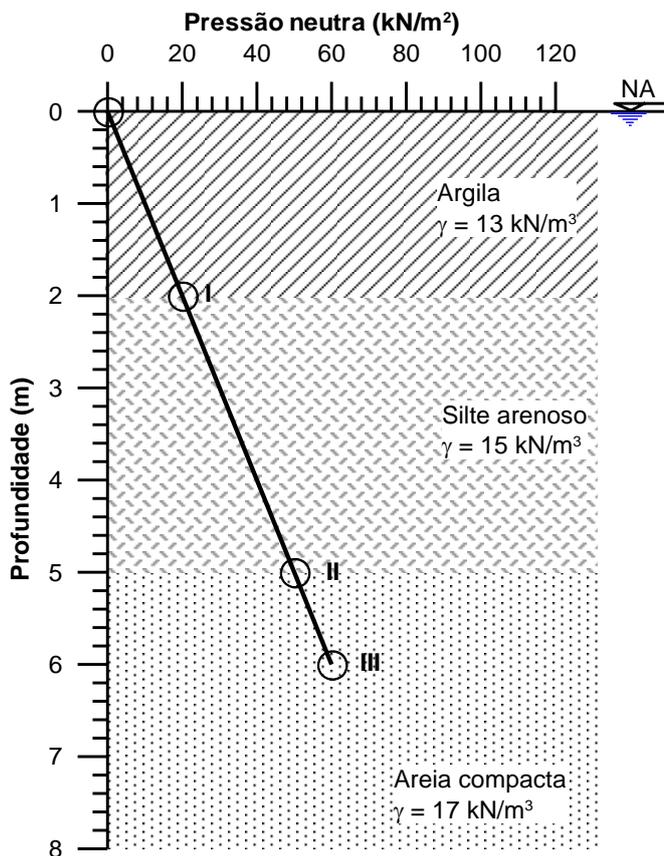


Figura 3.4 – Distribuição da pressão neutra

3.4 Tensão Efetiva

Quando os vazios do solo estiverem preenchidos por água sob pressão, u , as tensões totais são compostas por duas parcelas: uma parcela u que atua na água e nos grãos sólidos em todas as direções com mesma intensidade, denominada de pressão neutra ou poro-pressão; e a outra parcela é a tensão efetiva que é aquela suportada exclusivamente pela parte sólida do solo. O princípio das tensões efetivas é dado por:

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

(princípio das tensões efetivas de Terzaghi)

sendo:

σ' - a tensão efetiva

σ - a tensão total e

u - a poro-pressão.

A tensão efetiva vertical do exemplo poderá ser determinada por:

$$\sigma'_v = \sigma_v - u$$

A tabela 3.1 apresenta os valores das tensões e o diagrama está desenhado na Figura 3.5.

Tabela 3.1 – Determinação das tensões verticais efetivas do exemplo

Prof.	σ_v (kPa)	u (kPa)	σ'_v (kPa)
I	26	20	6
II	71	50	21
III	88	60	28

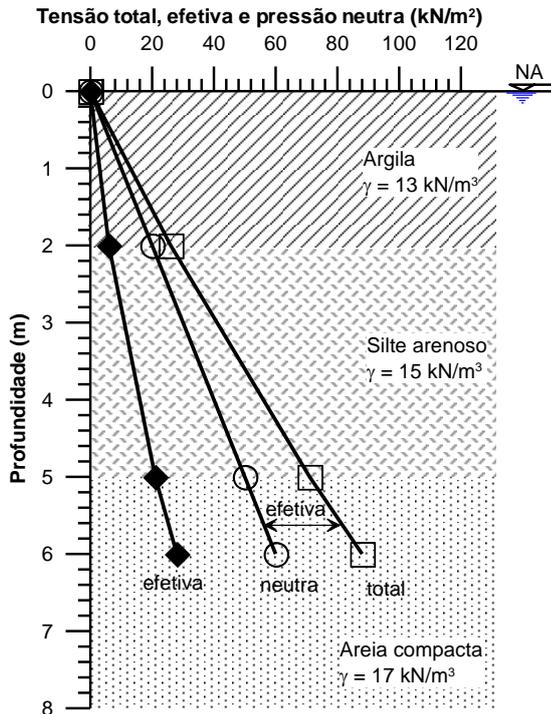


Figura 3.5 – Perfil de tensões do solo

A variação da tensão efetiva é responsável pela compressão, distorção e mudanças na resistência ao cisalhamento do solo. Estão apresentados exemplos na Figura 3.6 de como determinar a tensão efetiva vertical em função da posição do nível d'água, e na Figura 3.7 de como determinar a tensão total.

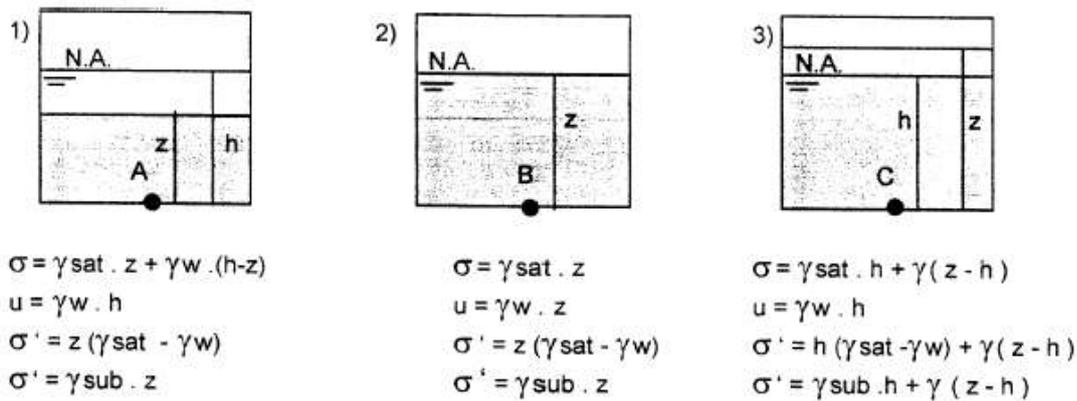


Figura 3.6 – Variação da tensão efetiva com o nível d'água

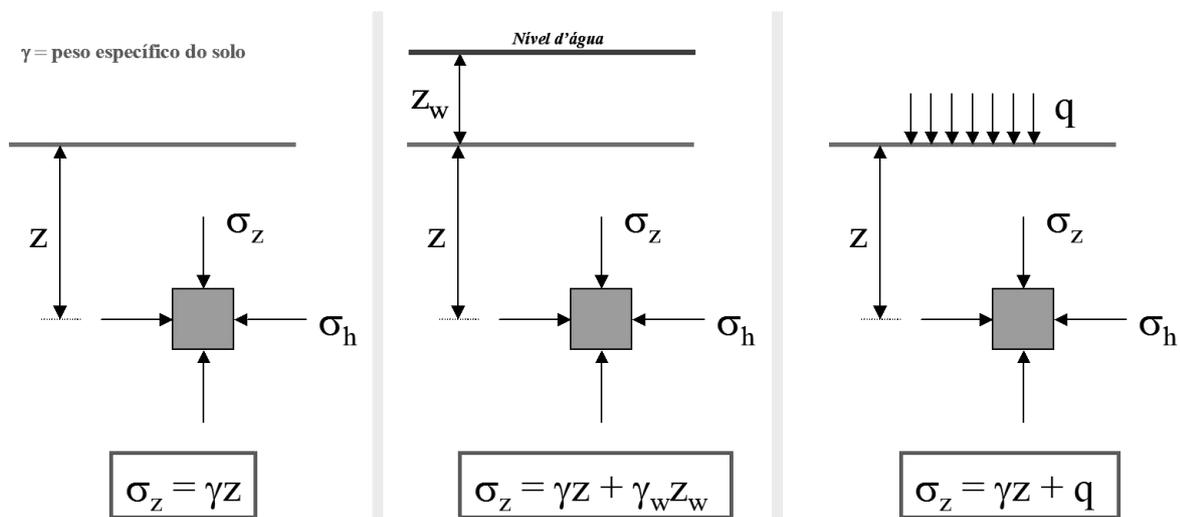


Figura 3.7 – Estado de tensões no solo

A tensão horizontal é importante no estudo de estruturas de contenções, muros de arrimo, cortinas, etc, que serão discutidos em capítulos futuros. Quando o solo está no repouso (não há deformação horizontal) a tensão horizontal efetiva é dada por:

$$\sigma'_h = K_o \sigma'_v$$

Sendo K_o o coeficiente de empuxo em repouso. O valor de K_o pode ser obtido em laboratório ou por correlações empíricas, tal como:

$$K_o = 1 - \text{sen}(\phi')$$

sendo ϕ' o ângulo de atrito efetivo do solo

O valor de K_o varia desde 0,3 até 3; alguns valores típicos estão apresentados na Tabela 3.2.

Tabela 3.2 – Valores típicos de K_o

Tipo de solo	K_o
Areia fofa	0,5
Areia densa	0,4
Argila de baixa plasticidade	0,5
Argila muito plástica	0,65
Argila pré-adensada	>1
Solos compactados	>1

3.5 Capilaridade

Para entender o fenômeno da capilaridade suponha um tubo capilar (Figura 7.8) colocado em contato com a superfície da água livre. A água subirá pelo tubo até atingir uma posição de equilíbrio. Quanto menor o diâmetro do tubo maior será a ascensão capilar. A pressão da água capilar é menor que a atmosférica, por isso, representada negativamente:

$u_c = -h_c \cdot \gamma_w$ A ascensão capilar é maior nos solos mais finos, portanto, a altura capilar é maior nas argilas que nas areias. Na Figura 7.9 está apresentada uma seqüência de fotos que exemplificam a ascensão capilar em areia.

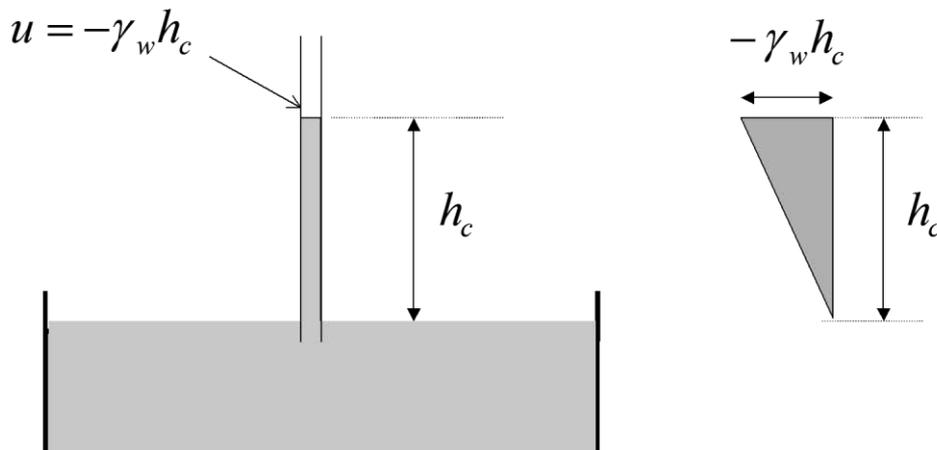


Figura 3.8 – Ascensão da água em um tubo capilar

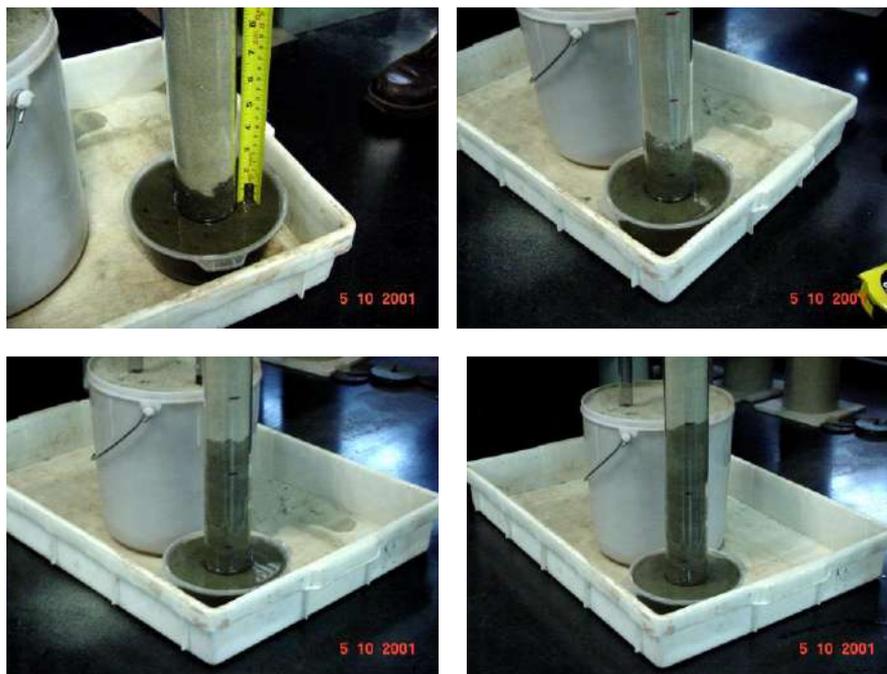


Figura 3.9 – Exemplo de ascensão capilar

3.6 Permeabilidade

A água se movimenta pelos vazios do solo devido à gravidade. Segundo a lei de Bernoulli, existem três cargas disponíveis em um ponto do fluido:

- carga de posição (definido por um referencial);
- carga de pressão;
- carga cinética.

A lei de Bernoulli pode ser resumida na expressão:

$$h = z + \frac{u}{\gamma_w} + \frac{v^2}{2g}$$

onde:

h – é a carga total do fluido

z – é a cota do ponto considerado em relação ao referencial adotado;

v – é a velocidade de fluxo de uma partícula de água

u – é a poro-pressão

A parcela $v^2/2g$ no interior do solo é muito pequena e pode ser desprezada, reduzindo a expressão para:

$$h = z + \frac{u}{\gamma_w}$$

Para que haja fluxo é necessário que a energia total em cada ponto seja diferente. A água flui do ponto de maior energia para outro de menor energia. No esquema mostrado na Figura 3.10 há uma porção de solo conectada a dois reservatórios com níveis dos reservatórios na mesma cota, portanto, não há fluxo.

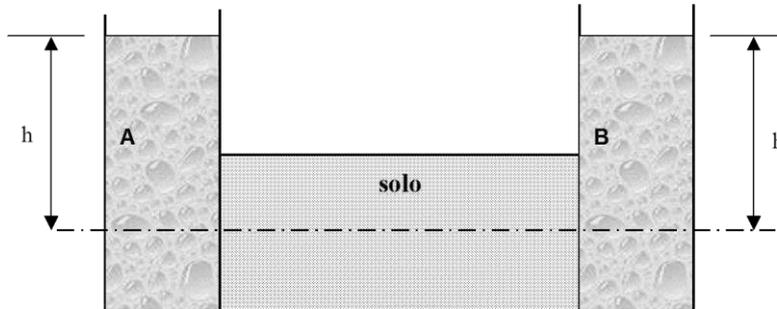


Figura 3.10 – Esquema sem fluxo

Aumentando o potencial do lado esquerdo a água fluirá para a direita, conforme ilustrado na Figura 3.11.

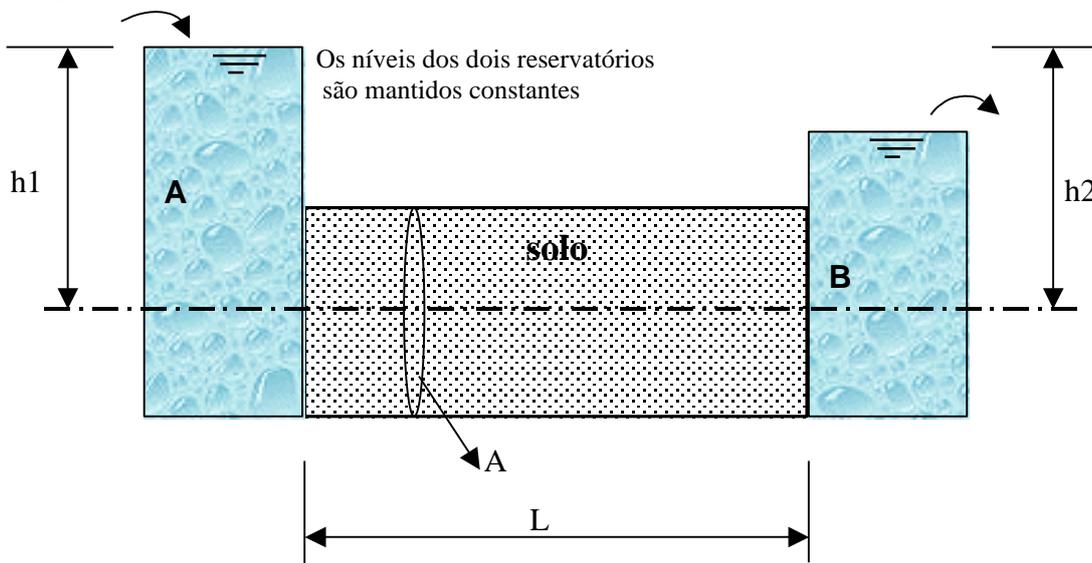


Figura 3.11 – Esquema de um permeâmetro de carga constante.

Mantendo-se o nível dos reservatórios constantes e impondo a amostra, de comprimento L, um gradiente hidráulico ($i = \Delta h/L$), a vazão é dada pela lei de Darcy:

$$q = k \frac{\Delta h}{L} A = k.i.A$$

sendo:

- q – vazão;
- k – coeficiente de permeabilidade (constante para cada solo);
- i – gradiente hidráulico;
- A – área da secção transversal da amostra de solo.

4.1 Introdução

O comportamento dos solos é analisado considerando-o um material elástico, isto é, vale a Lei de Hooke e a cada tensão equivale uma única deformação. Quando se utiliza a teoria da elasticidade têm-se relações tensão-deformação que são independentes da forma pela qual o estado de tensões é atingido. O comportamento tensão-deformação pode ser elástico linear quando esta relação pode ser representada por uma reta, ou elástico não linear quando esta relação é representada por uma curva.

O comportamento dos solos na ruptura, no entanto, não é elástico mas tem o comportamento de um material plástico. Na plasticidade as relações tensão-deformação não são unívocas e dependem da forma como o estágio de tensões é atingido.

Para determinar o acréscimo de tensões no solo e os recalques devido a carregamentos externos utiliza-se a teoria da elasticidade, pois se limitam às deformações do solo. Os carregamentos externos induzem a uma distribuição de tensões na massa de solo cuja magnitude em um ponto no interior da massa de solo é função da posição no interior do terreno em relação ao carregamento externo. As relações tensão-deformação não são lineares (Fig.4.1), porém, para fins práticos é muito utilizada a teoria da elasticidade linear.

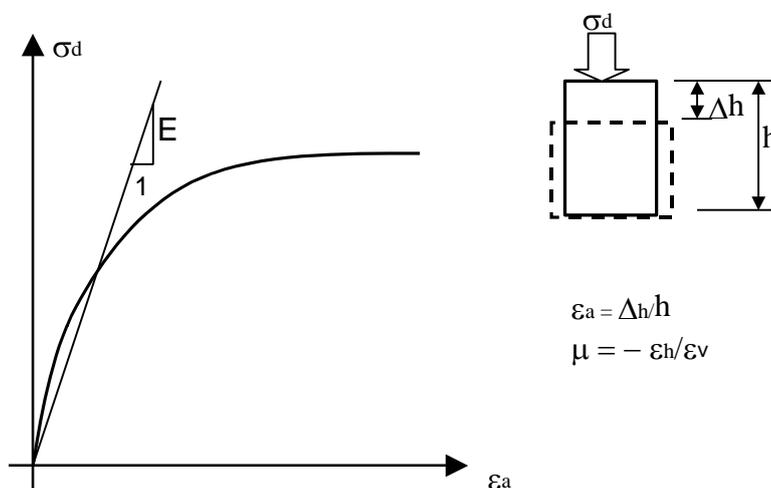


Figura 4.1 – Relação tensão-deformação

A teoria da elasticidade linear admite as seguintes hipóteses:

- Semi-espaco infinito.
- O solo é homogêneo (propriedades iguais em todos os pontos do maciço).
- O solo é isotrópico (propriedades iguais em todas as direções).
- O solo é um meio contínuo.
- A relação entre as tensões e as deformações é linear.

Existem algumas limitações para aplicar essa teoria. As deformações devem ser pequenas. Alguns solos são heterogêneos (estratificado, com matacões), outros isotrópicos (com descontinuidades, sobretudo em alguns solos saprolíticos). É muito comum a rigidez do solo aumentar com a profundidade. Considerar que o solo é um semi-espaço infinito requer que o solo seja homogêneo em grandes áreas e em grandes profundidades e também depende da área do carregamento.

A teoria da elasticidade prevê uma alteração no estado de tensões devido ao carregamento indefinidamente. Porém, o acréscimo de tensões diminui com a profundidade e com o afastamento lateral.

A distribuição das tensões no solo é visualizada através das isóbaras, que são linhas de iguais valores de tensão. O conjunto de isóbaras é denominado de bulbo de tensões. Em termos práticos considera-se o bulbo de tensões até 10% da carga aplicada, a partir desta isóbara negligencia-se o efeito do carregamento. Está apresentado na Fig.4.2 um exemplo de bulbo de tensões, segundo a teoria da elasticidade.

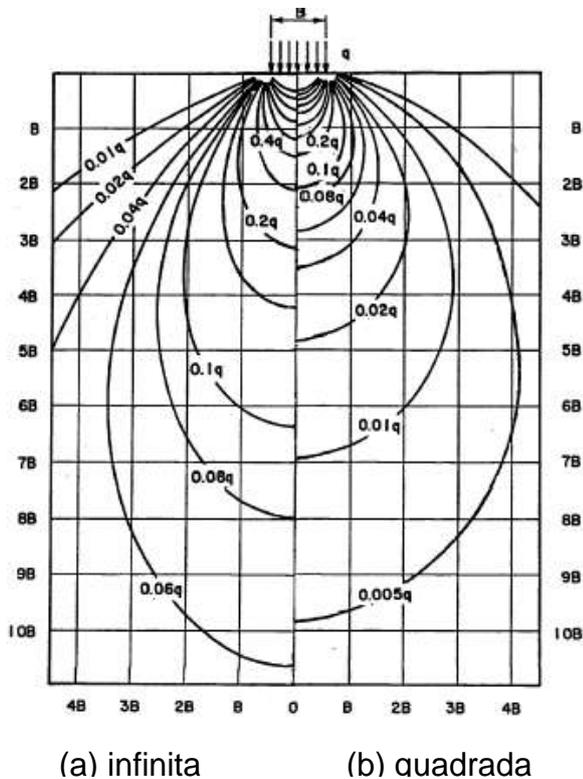


Figura 4.2 – Bulbo de tensões

Uma forma simplificada de estimar a distribuição de tensões é considerar um espraimento uniforme, segundo um ângulo, conforme ilustrado na Fig.4.3. O ângulo de espraimento depende das características do material. Para fins práticos pode-se utilizar um ângulo de espraimento de 30° .

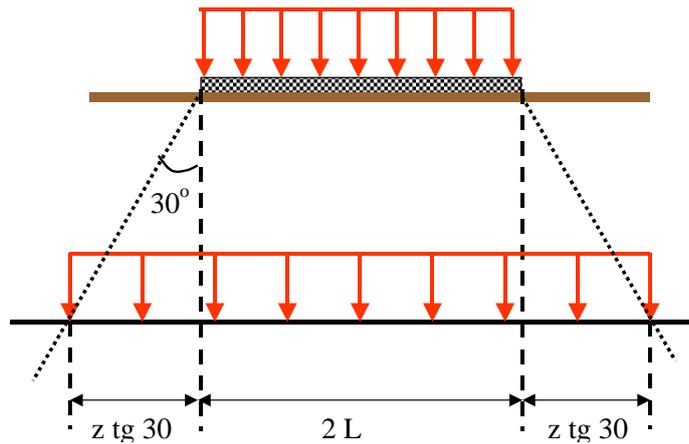


Figura 4.3 – Espalhamento aproximado das tensões

4.2 Solução de Boussinesq

A distribuição de tensões devido a uma carga pontual aplicada perpendicularmente à superfície do terreno é conhecida como solução de Boussinesq. As hipóteses desta solução são:

- maciço homogêneo, isotrópico e contínuo
- semi-espço infinito
- comportamento elástico linear
- variação de volume do solo é desconsiderada

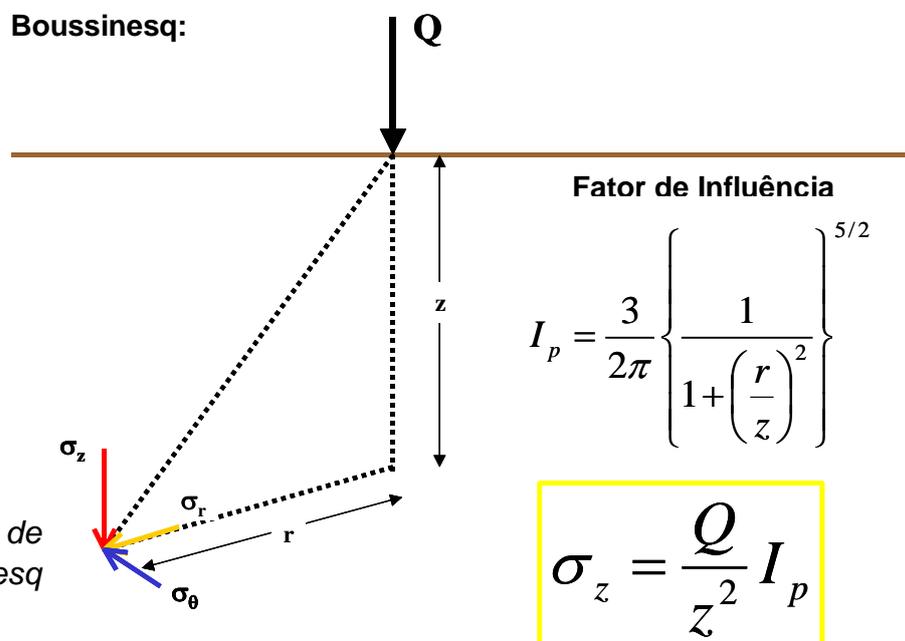


Figura 4.4 – Solução de Boussinesq

O acréscimo de tensões para carga pontual é:

$$\Delta\sigma = \frac{3Q}{2\pi \cdot z^2} \left(1 + \left(\frac{r}{z}\right)^2 \right) \frac{5}{2}$$

A solução de Boussinesq não tem aplicação prática direta, mas a partir dela pode-se integrar diferentes formas de carregamento.

Para o caso de um carregamento contínuo ao longo de uma faixa (como por exemplo uma sapata corrida) a solução é:

Tensão vertical:
$$\sigma_z = \frac{P}{\pi} [\alpha + \operatorname{sen} \alpha \operatorname{csc}(\alpha + z\delta)]$$

Tensão horizontal no plano do papel:
$$\sigma_x = \frac{P}{\pi} [\alpha + \operatorname{sen} \alpha \operatorname{csc}(\alpha + z\delta)]$$

Tensão horizontal
$$\sigma_y = \frac{2P\nu\alpha}{\pi}$$

Tensão cisalhante
$$\sigma_{xz} = \frac{P}{\pi} \operatorname{sen} \alpha \operatorname{sen}(\alpha + 2\delta)$$

sendo P o carregamento, α e δ os ângulos dados pela Fig. 8.5 e ν o coeficiente de Poisson.

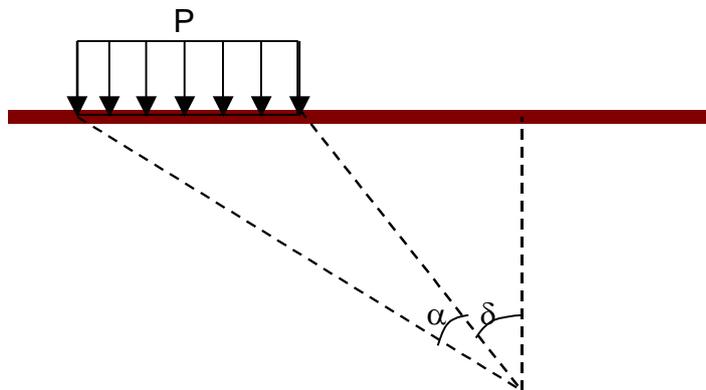


Figura 4.5 – Carregamento contínuo ao longo de uma faixa

4.3 Carregamento uniformemente distribuído sobre placa retangular

Newmark apresentou uma solução para determinar a tensão vertical induzida no canto de uma área retangular uniformemente carregada.

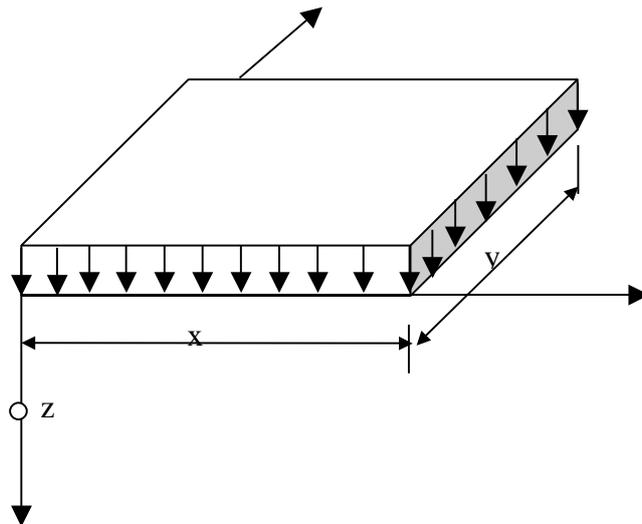


Figura 4.6 – Placa retangular uniformemente carregada

A expressão é longa, por isso utiliza-se um fator de influencia I_r :

$$\sigma_z = q I_r$$

O fator de influência I_r é função da área carregada e da profundidade. Existem ábacos (como o da Fig.4.7) que fornecem o fator de influência.

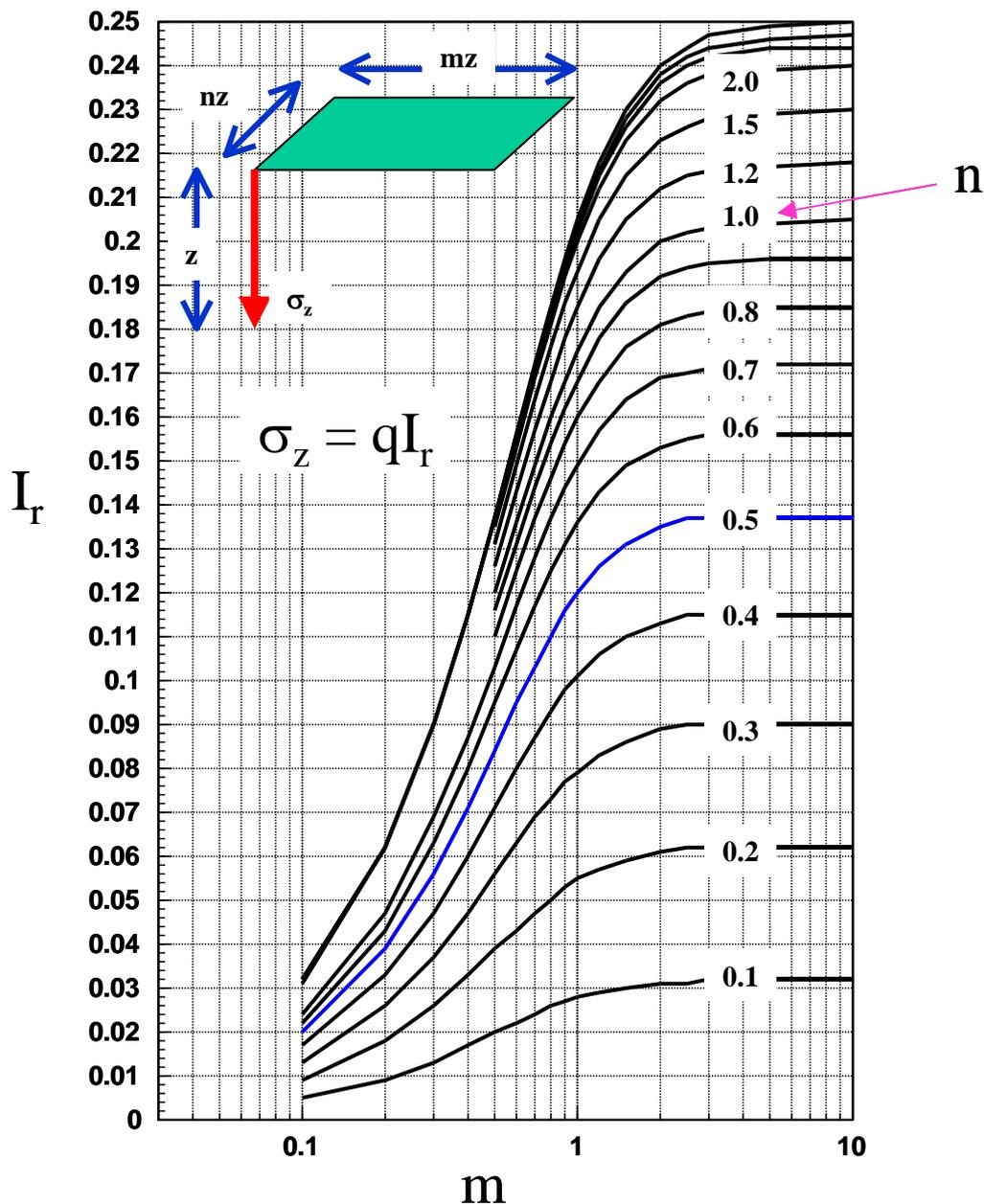


Figura 4.7-Tensões verticais induzidas por um carregamento retangular uniformemente distribuído (solução de Newmark)

A solução de Newmark permite ser aplicada a diferentes geometrias e posições, desde que a área carregada em planta possa ser decomposta em retângulos. Por exemplo, para calcular a tensão vertical a uma determinada profundidade no centro da placa mostrada na Fig.4.8, basta decompô-la em 4 retângulos (Fig.4.8-b), de modo que o ponto A seja o vértice dos 4 retângulos. A tensão vertical será 4 vezes a tensão vertical de cada retângulo menor.

A placa mostrada na Figura 4.8(c) pode ser dividida em 3 retângulos (I, II e III), como está mostrado na Figura 4.8(d) e a tensão vertical será a soma da contribuição das 3 placas (I, II e III).

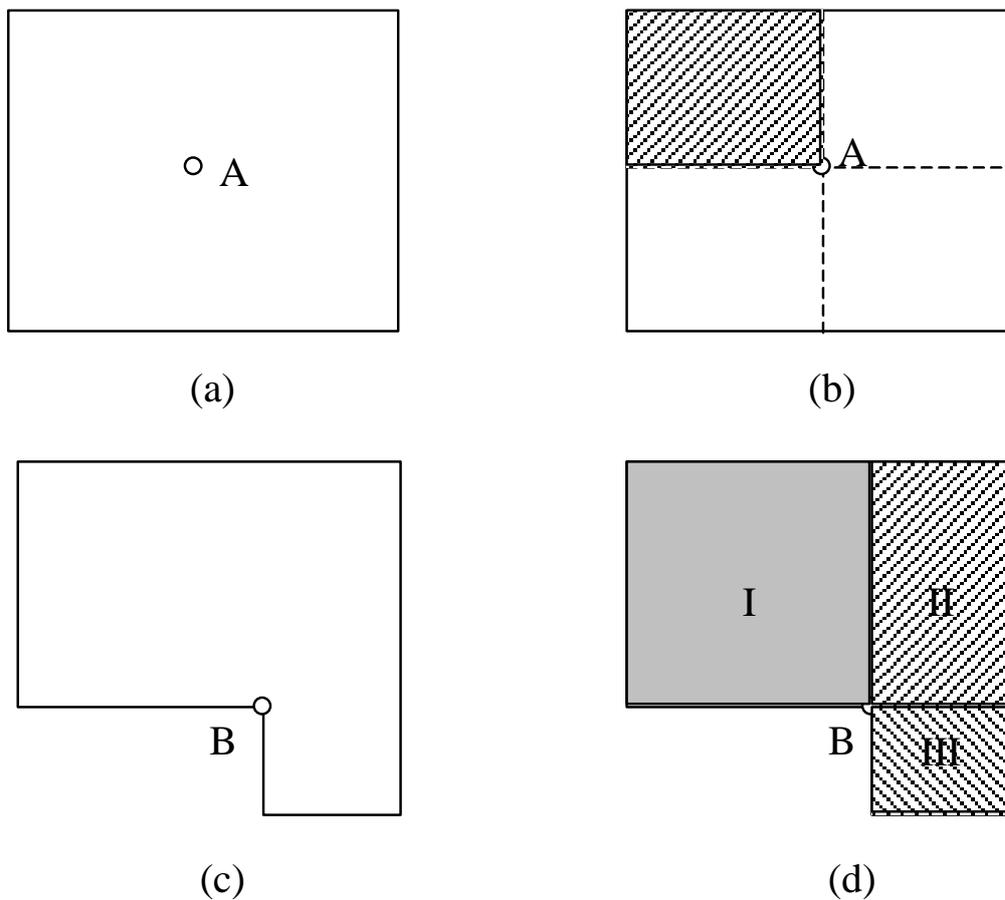


Figura 4.8 – Exemplos da utilização do método de Newmark

4.3 Carregamentos uniformemente distribuídos sobre placa circular

Quando o carregamento é uniformemente distribuído sobre uma placa circular pode-se usar a solução de Love que permite calcular a tensão em qualquer ponto de um semi-espaço infinito. Existem ábacos e tabelas (Fig. 8.9) com dados de entrada Z/r e x/r para facilitar a solução, onde z é a profundidade, r é o raio da placa e x é a distância horizontal em relação ao centro da placa.

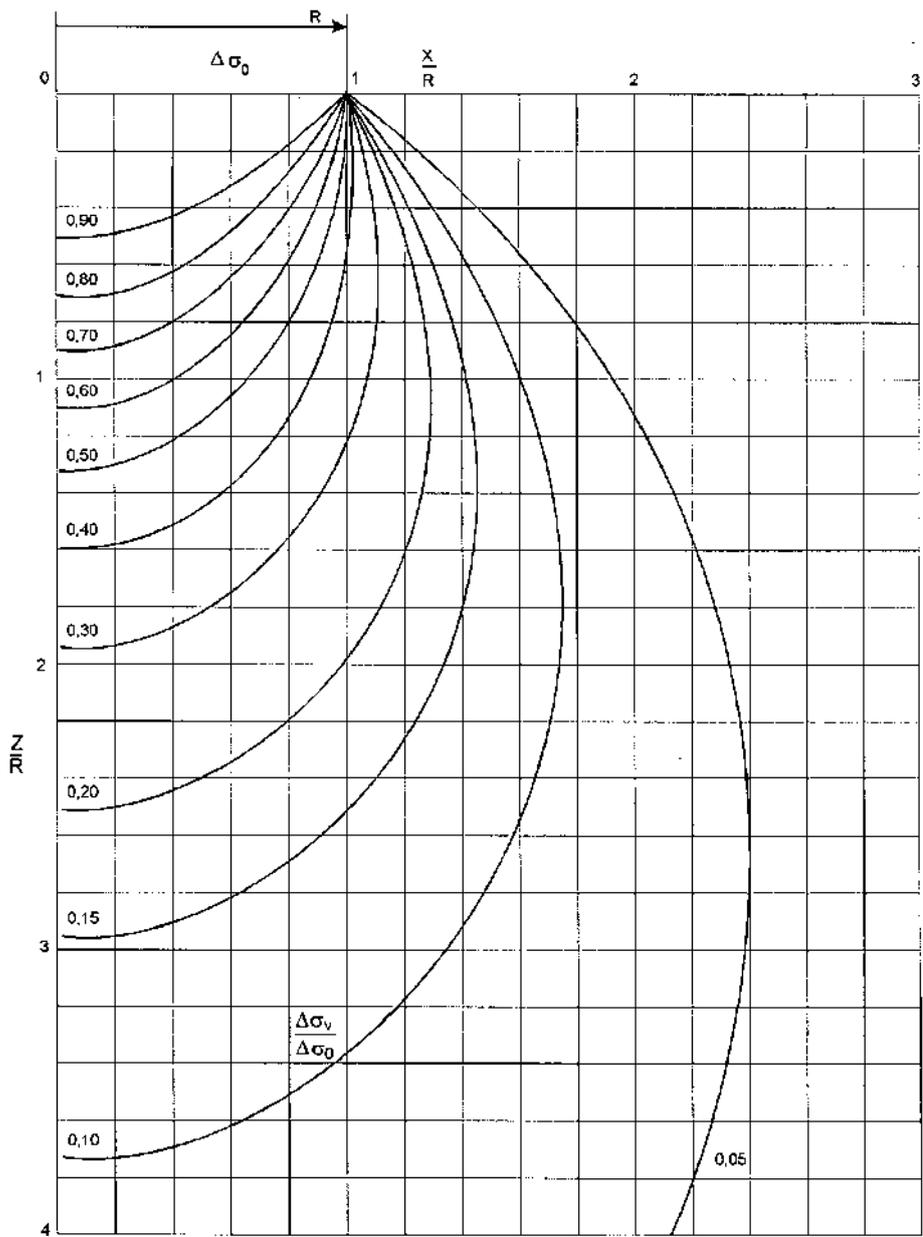


Figura 4.9 - Distribuição de tensões verticais devido à placa circular uniformemente carregada

Existem várias outras soluções, como carregamentos triangulares, trapezoidais, além de solução gráfica para carregamento de forma qualquer uniformemente distribuído.

5.1 Introdução

A teoria da elasticidade também permite calcular deformações. Para calcular recalques pela teoria da elasticidade é preciso admitir as seguintes hipóteses:

- tensão uniformemente distribuída
- material isotrópico
- relação tensão-deformação linear
- placa flexível

O recalque é dado por:

$$r = \frac{q\beta}{E}(1 - \nu^2)I_s$$

onde:

r – é o recalque

I_s - é o fator de influência

β - para área retangular é a menor dimensão e para área circular é o diâmetro.

E - é o módulo de elasticidade

ν - é o coeficiente de Poisson

Os valores de I_s dependem da forma da área e estão apresentados na Tabela 5.1. Valores típicos do módulo de elasticidade estão listados na Tabela 5.2 em função do tipo de solo.

Tabela 5.1 – Valores de I_s

Forma da área	I_s		
	Centro	Canto	Média
Quadrado	1,12	0,56	0,95
Retângulo	1,52	0,76	1,3
Retângulo	2,1	1,05	1,83
Círculo	1	0,64	0,85

Tabela 5.2 – Valores típicos de Módulos de elasticidade

Tipo de solo	E (kPa)
Argila muito mole	2500
Argila mole	2500 a 5000
Argila média	5000 a 10000
Argila rija	10000 a 20000
Argila muito rija	20000 a 40000

Argila dura	40000
Areia fofa	10000 a 50000
Areia compacta	40000 a 100000

A estimativa dos recalques pode ser realizada a partir dos resultados de uma prova de carga ou ensaio de placa, através da qual se determina o coeficiente de rigidez do solo que é o coeficiente angular do trecho inicial da curva tensão-deformação. A rigidez do solo pode ser considerada constante para argilas, e deve ser considerada crescente com a profundidade para areias. Tanto em argilas como em areias pode-se determinar o recalque de uma sapata, através dos resultados de uma prova de carga realizada no local.

5.2 Sapata em argila

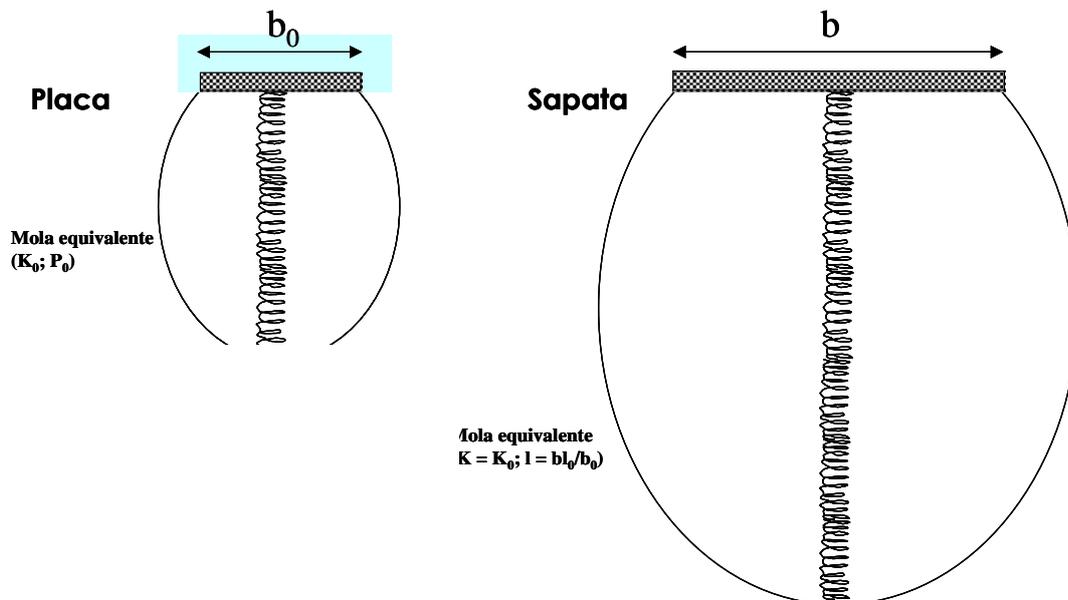


Figura 5.1 – molas e

Nas argilas considera-se a rigidez constante com a profundidade e recalque utilizando a seguinte expressão:

$$r = r_0 \frac{b}{b_0}$$

onde:

r_0 – recalque na placa de ensaio

b – diâmetro ou menor dimensão da fundação

b_0 – diâmetro da placa de ensaio

5.3 Sapata em areia

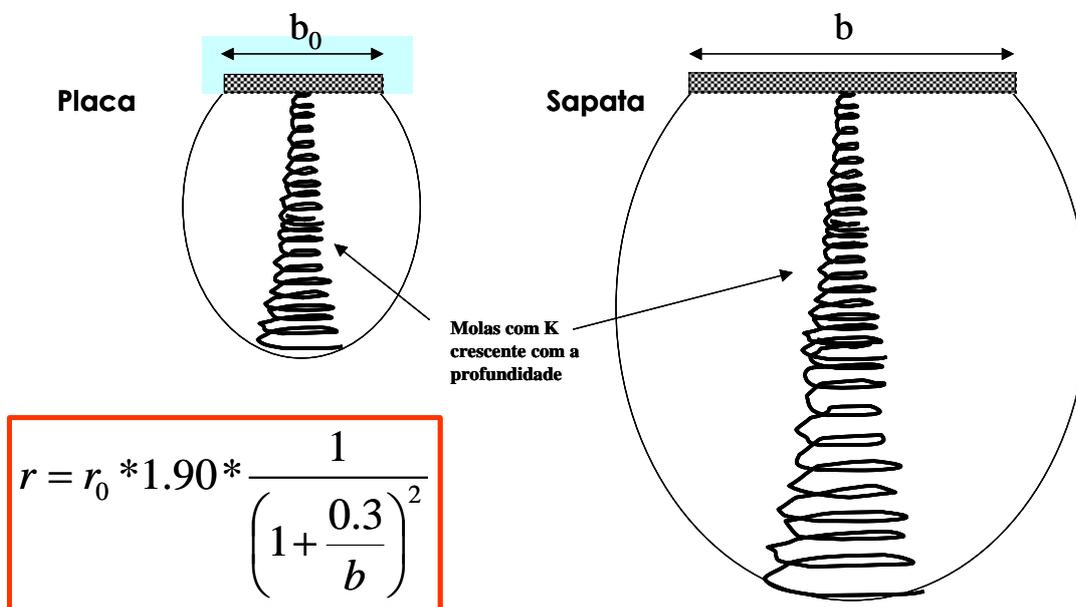
Como para as areias a rigidez aumenta com a profundidade o recalque é calculado através da expressão:

$$r = \frac{1,9r_0}{\left(1 + \frac{0,3}{b}\right)^2}$$

onde:

r_0 – é o recalque da placa em metros, com 80cm de diâmetro.

b – é o diâmetro ou menor dimensão da fundação.

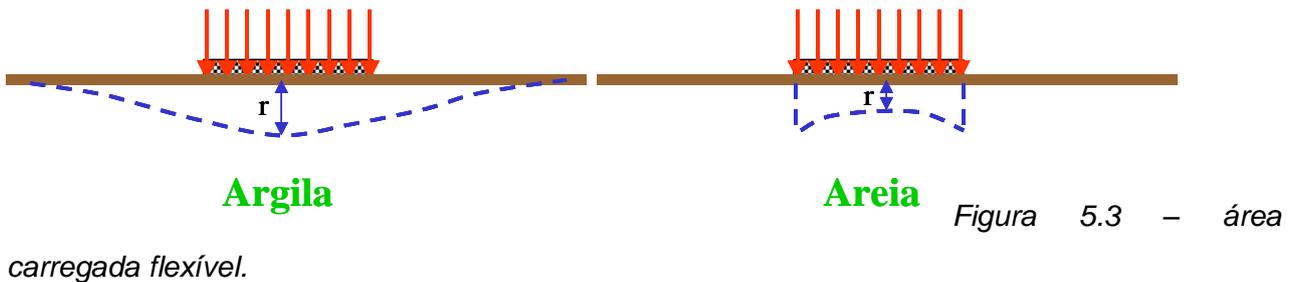


- r_0 = recalque na placa, em metros, com diâmetro de 0.80m
- b = diâmetro ou menor dimensão da fundação.

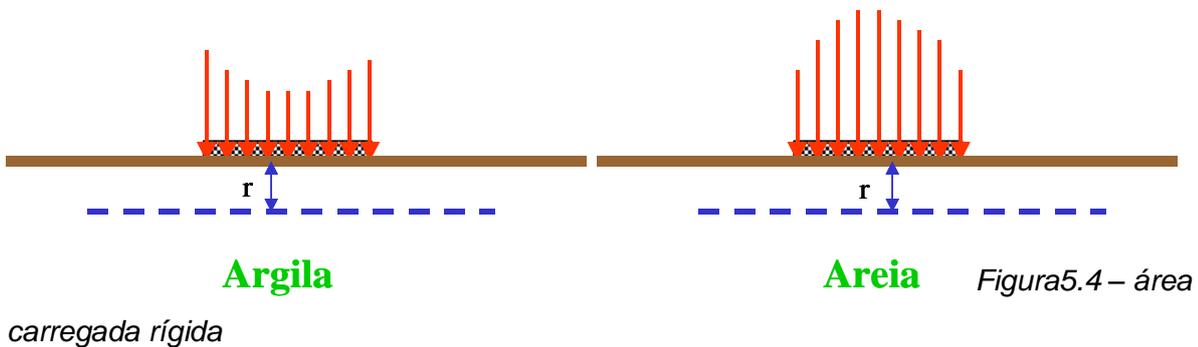
5.4. Pressão de contato

Figura 5.2 – molas equivalentes às tensões em provas de carga em areias

Uma carga aplicada na superfície ou no interior do solo precisa de um elemento para transmitir a tensão ao terreno. A rigidez do elemento interfere na distribuição de tensões. As fundações podem ser rígidas ou flexíveis. As fundações flexíveis transmitem tensões de contato uniformes. Para solos argilosos os recalques são maiores no centro da placa e nos solos arenosos ocorre o contrário.



Nas placas rígidas os recalques são uniformes, porém, as tensões de contato não são. Nos solos argilosos as tensões são maiores nos bordos e nos solos arenosos são maiores no centro.



5.5 Tensão admissível

A Figura 5.5 mostra o efeito da aplicação de uma tensão ao solo. A tensão admissível para um solo é definida como a máxima tensão que pode ser aplicada ao terreno através de uma fundação direta. Para fixar este valor máximo deve-se levar em conta:

- a) segurança contra ruptura do terreno;
- b) recalques compatíveis com a estrutura suportada pela fundação.

As tensões admissíveis podem ser determinadas através de provas de carga, fórmulas teóricas, tabelas empíricas e correlações empíricas.

Comportamento Tensão- Deformação de Fundações Diretas



Figura 5.5 – Efeito da aplicação de tensões em solos

A prova de carga por ser um ensaio de campo, realizado no local em que será determinada a tensão admissível é o que fornece resultado mais confiável. Neste ensaio são aplicadas cargas a uma placa de dimensões normalizadas apoiada sobre o solo, na profundidade na qual se deseja obter a tensão admissível. Na medida em que se aumentam as tensões de compressão transmitidas através de placa ao terreno, são medidos os recalques. As cargas são aumentadas até que se atinja a ruptura ou até o limite do equipamento.

A Figura 5.6 ilustra o resultado de uma prova de carga, onde foi feito o carregamento inicial até um determinado nível de deslocamento, após o qual se fez um ciclo de descarregamento e recarregamento até a ruptura. Observam-se os seguintes trechos na prova de carga:

I- um trecho aproximadamente linear, no qual os recalques são aproximadamente proporcionais à pressão aplicada.

$$\text{coeficiente de recalque: } k_0 = \sigma_0 / \rho_0$$

II- trecho não linear

III- O descarregamento seguido do recarregamento

IV- A ruptura: os recalques aumentam mesmo sem acréscimo de carga.

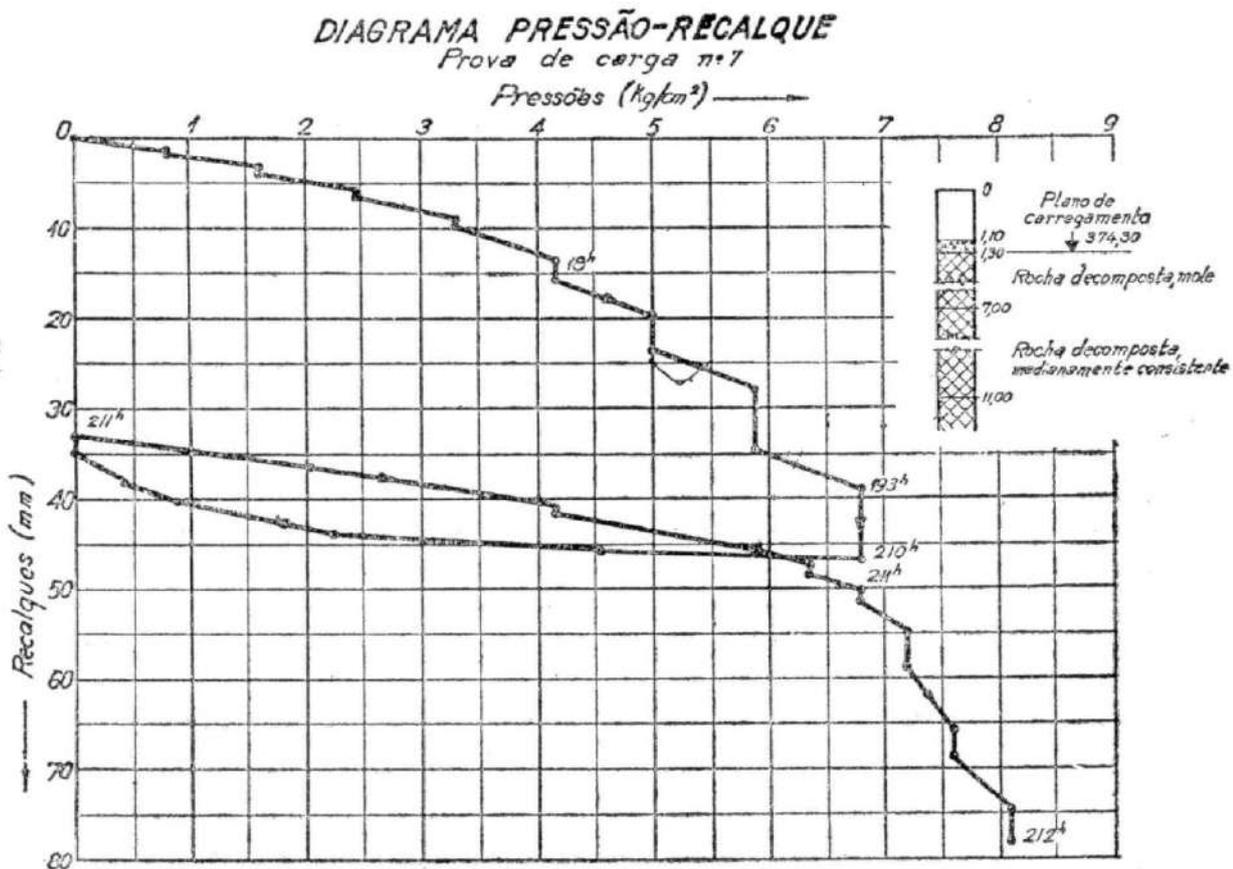


Figura 5.6 – Resultado de uma prova de carga

A tensão admissível será o **menor valor de σ_{adm}** entre os dois seguintes:

- σ_{rup}/n (tensão de ruptura) ou σ_{25mm}/n ou $\sigma_{m\acute{a}x}/n$ (quando além de não ocorrer ruptura definida o recalque não atinge 25mm). Normalmente adota-se $n=2$.
- $\sigma_{rec} = 10mm$ (é a tensão que provoca um recalque de 10mm na prova de carga)

A tensão de ruptura de uma fundação depende das dimensões, forma e localização da mesma em relação à superfície do terreno, e da natureza e estado do solo.

Quando não é possível a realização de provas de carga podem ser utilizadas fórmulas teóricas ou empíricas. Para a utilização de fórmulas teóricas é necessário conhecer os parâmetros de resistência do solo, normalmente determinados em laboratório. Já para a utilização de tabelas ou correlações empíricas é necessário conhecer o tipo de solo e os valores de SPT, fornecidos por uma sondagem de simples reconhecimento.

Qualquer que seja o processo utilizado para a determinação da tensão admissível deve-se sempre estar atento para os dois aspectos: **resistência e deformabilidade**, isto é, **o solo não pode romper e não pode deformar (recalcar) mais do que o admitido.**

Fundações Rasas

Introdução

O projeto de uma fundação começa com a análise dos vários tipos de fundação viáveis, a fim de se poder escolher qual utilizar. Esta escolha está intimamente ligada à estrutura a ser construída e ao subsolo da região. É necessário, portanto, um estudo prévio do subsolo, através de sondagens.

Quando para um tipo de estrutura e de subsolo podem ser utilizados vários tipos de fundações sem prejuízo da técnica, a escolha deve ser feita utilizando critérios econômicos. Nas figuras 6.1 e 6.2 estão ilustradas algumas fundações. Não existe uma lei matemática para escolher uma fundação e sim uma série de fatores que devem ser analisados, como capacidade de carga do terreno, recalques admissíveis da estrutura, fundações vizinhas, além de ser necessário levar em consideração os hábitos

construtivos da região, condições econômicas, possibilidades técnicas, etc... Deve-se estar atento para as novidades que aparecem em termos tecnológicos.

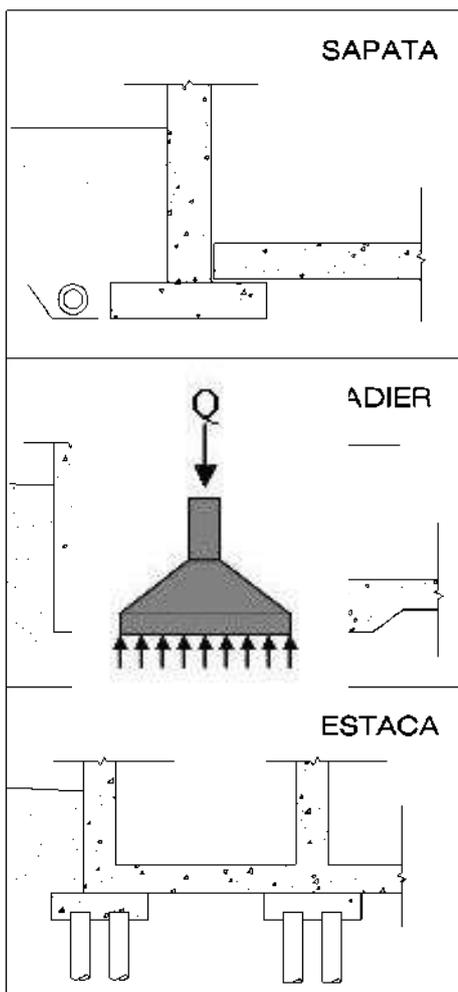
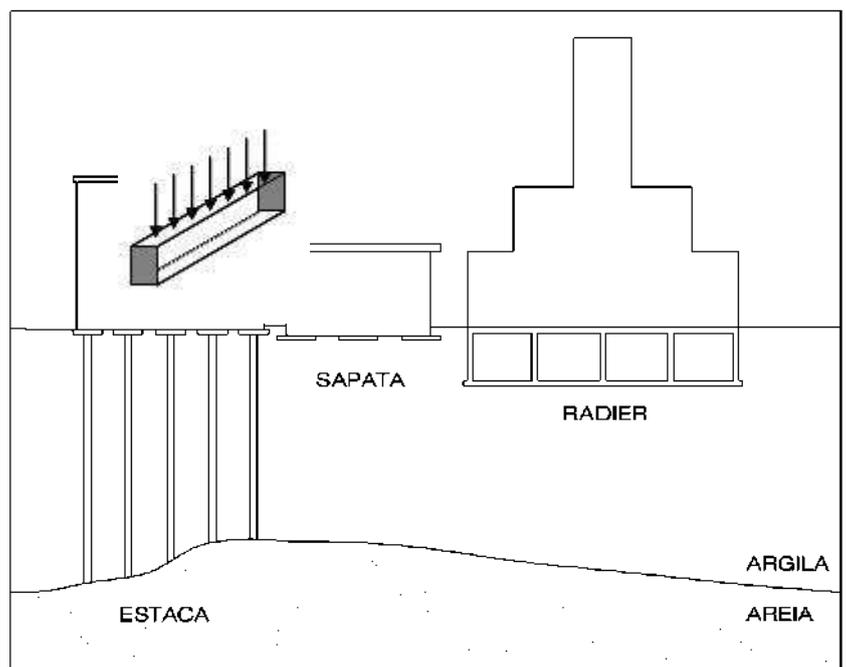


Figura 6.1 Tipos de fundações



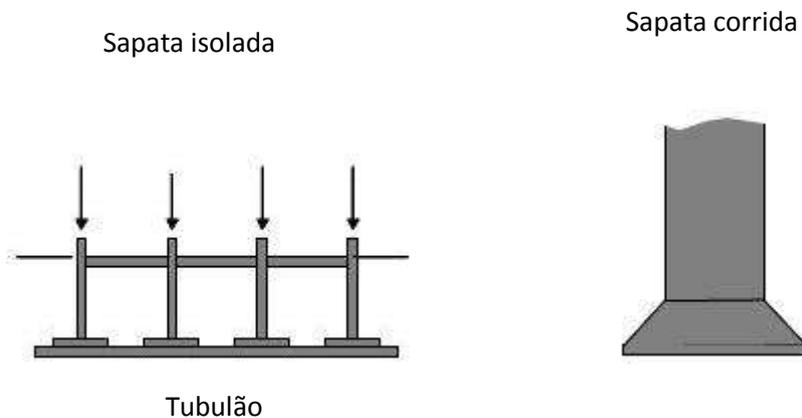


Figura 6.2 – Tipos de Fundação

Antes de escolher as fundações, deve-se analisar o edifício “como um todo”, isto é deve-se verificar se as cargas calculadas são condizentes com o tipo e dimensões do edifício. Também é importante verificar se o centro de gravidade das cargas da edificação está próximo do centro de gravidade geométrico da mesma. Quando isto não ocorrer deve-se ficar atento para problemas de recalques diferenciais, especialmente em edifícios altos e estreitos. Além disso, o centro de gravidade das fundações deve coincidir com o centro de gravidade dos pilares. Isto não acontece em pilares de divisa, onde então, são utilizados tipos de fundações apropriados.

Para o dimensionamento das fundações devem ser obedecidos dois critérios: a fundação não pode romper (ELU) e não pode deformar além de um valor máximo admissível (ELS), isto é, devem ser verificados os estados limites últimos, definidos como:

Estado Limite Ultimo - ELU: Estado que pela sua simples ocorrência determina a paralização no todo ou em parte do uso da construção (associado ao colapso parcial ou total)

Estado Limite de Serviço - ELS: Estado que por sua ocorrência, repetição ou duração, causa efeito estrutural que não respeita as condições especificadas para o uso normal da construção ou que são indícios de comprometimento da durabilidade da estrutura.

As fundações podem ser rasas ou profundas, conforme ilustrado na figura 6.3.

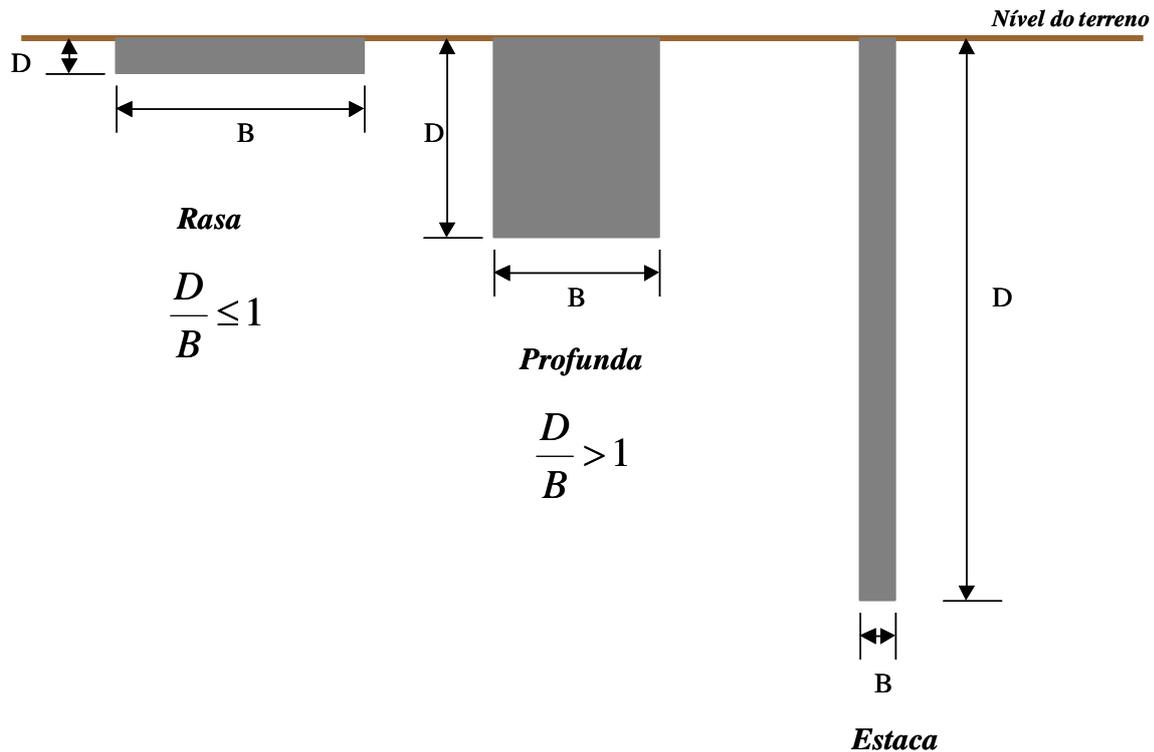


Figura 6.3 – Definição de fundação rasa, profunda em tubulão e estaca.

Os diferentes tipos de fundações podem ser subdivididos da seguinte forma:

➤ **fundações diretas rasas:**

- sapatas corridas
 - alvenaria
 - concreto
- sapatas de concreto
 - isoladas
 - associadas
 - alavancadas
 - radiers

➤ **fundações profundas: tubulões**

- tubulões de concreto
 - a céu aberto
 - ar comprimido

➤ fundações profundas: estacas

- madeira
- concreto
 - moldadas *in loco*
 - pré-moldadas
- aço

6.1 Fundações diretas rasas

6.1.1 Sapata corrida

A sapata corrida é uma fundação de execução simples e de baixo custo. Normalmente é utilizada em construções leves, onde as cargas transmitidas ao solo são pequenas. Para sua execução são usualmente feitas valas, de forma que a sapata seja implantada ao longo das paredes, especificadas no projeto arquitetônico.

6.1.2 Sapata de alvenaria de tijolos

No caso de residências, onde as cargas não são muito grandes, se o solo for regularmente resistente, pode-se utilizar sapatas de alvenaria de tijolos, que são econômicas e seguras. A profundidade destas fundações deve ser no mínimo de 0,70 m e no máximo de 1,50 m. Estas sapatas devem ser construídas segundo o desenho da Figura 6.4. A largura da base da sapata deve ser sempre maior ou igual ao dobro da parede, que sobre ela repousa.

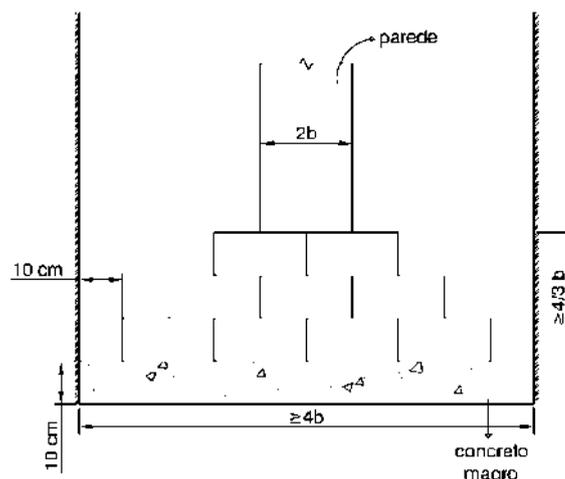


Figura 6.4 – Sapata de alvenaria de tijolo.

6.1.3 Sapatas corridas de concreto armado

Tais sapatas têm a seção semelhante à da Figura 6.5. O ângulo α é menor que 25° e, portanto, a sapata deve ser armada à flexão. A largura mínima da sapata deve ser 0,40 m, devido ao efeito de faca.

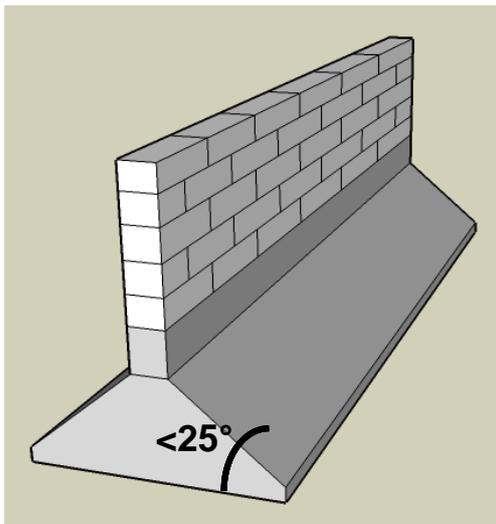


Figura 6.5 – Sapata contínua para parede (fundação corrida) em concreto armado.

6.2. Sapatas de Concreto

6.2.1. Sapata isolada

A sapata isolada tem a forma semelhante à da Figura 6.6.

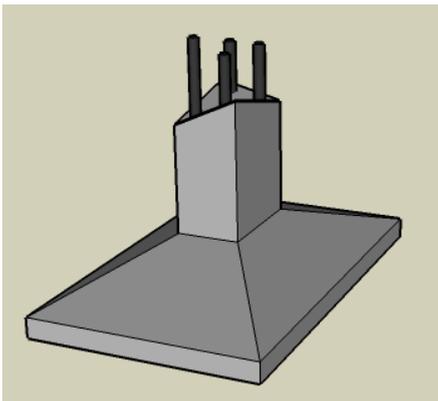


Figura 6.6 – Sapata isolada.

Quando duas sapatas estão apoiadas em cotas diferentes deve-se respeitar uma distância mínima entre elas, como mostrado na Figura 1.7, para evitar a interferência de uma sobre a outra.

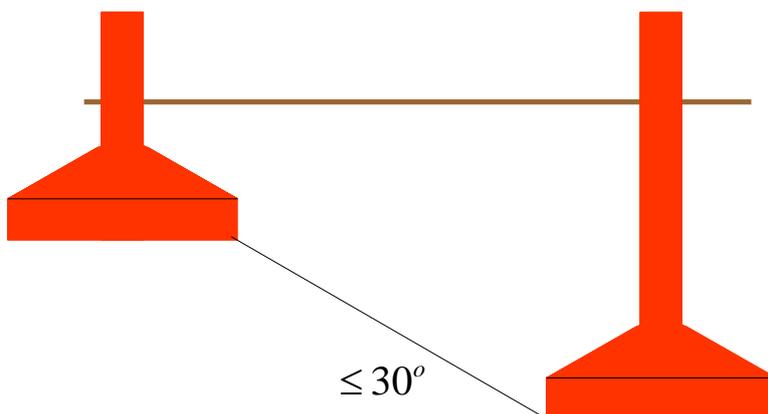


Figura 6.7 – Posicionamento de sapatas em diferentes níveis.

6.2.2. Sapatas associadas

Quando as sapatas de dois ou mais pilares ficam muito próximas, ou até se superpõem, é necessário associá-las. Exemplos de sapata associada estão nas Figuras 6.8, 6.9 e 6.10.

Nos pilares de divisa as sapatas não podem invadir o terreno vizinho e, portanto o centro de gravidade de uma sapata isolada não conseguiria coincidir com o centro de gravidade do pilar. Por este motivo, deve-se utilizar sapata associada ou sapata com viga alavanca.

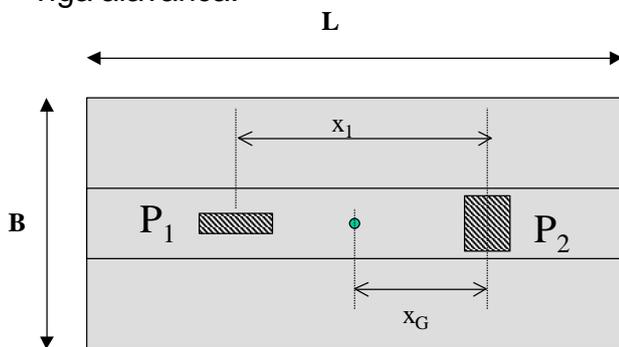


Figura 6.8 – Sapata associada.

O centro de gravidade da sapata deve coincidir com o centro de gravidade das cargas (x_{CG} , y_{CG}) dos pilares. Para determinar o centro de gravidade dos vários pilares, coloca-se um sistema de eixos x e y (Figura 6.8). Os valores de x_{CG} e y_{CG} podem ser determinados fazendo-se:

$$x_{CG} = \frac{\sum x_i P_i}{\sum P_i}$$

$$y_{CG} = \frac{\sum y_i P_i}{\sum P_i}$$

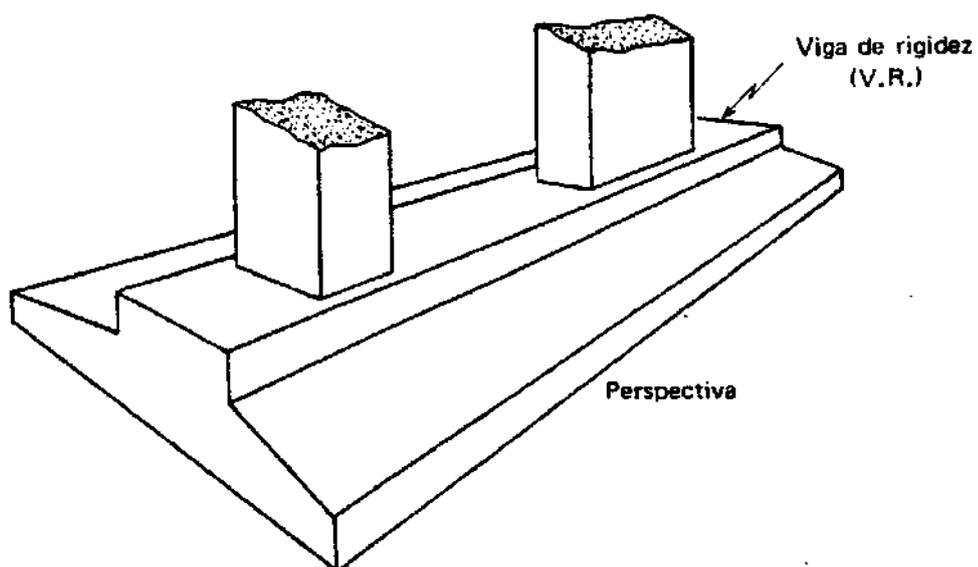
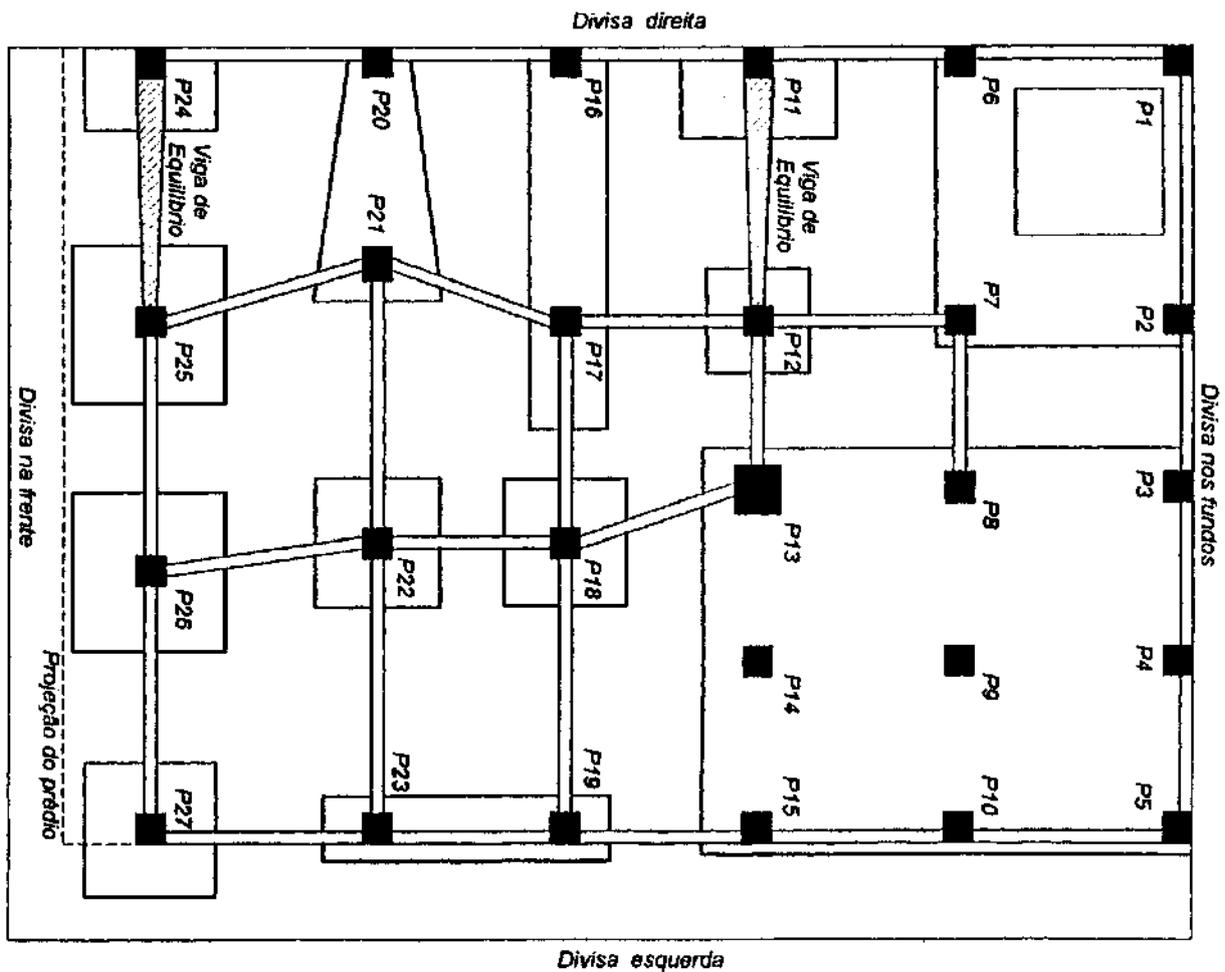


Figura 6.10 – Sapata associada

6.2.3 Sapata alavancada

Quando um pilar está na divisa do terreno pode-se alavancar a sapata de divisa, que é excêntrica a uma sapata de pilar interno (Figura 6.11).

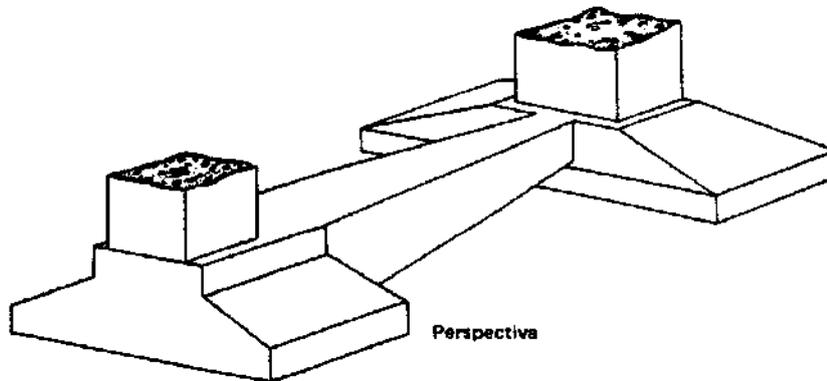


Figura 6.11 – Sapata alavancada.

As fotografias das Figuras 6.12 e 6.13 mostram respectivamente uma sapata construída e outra em construção. Não é comum executar uma sapata com as dimensões da apresentada na Figura 6.13. Neste último caso, provavelmente o projetista deveria ter utilizado outro tipo de fundação, porque as dimensões da sapata são muito grandes.

Atenção: Um projeto de fundação direta só é econômico se a área total ocupada pelas sapatas for menor ou igual a $2/3$ da área do edifício.

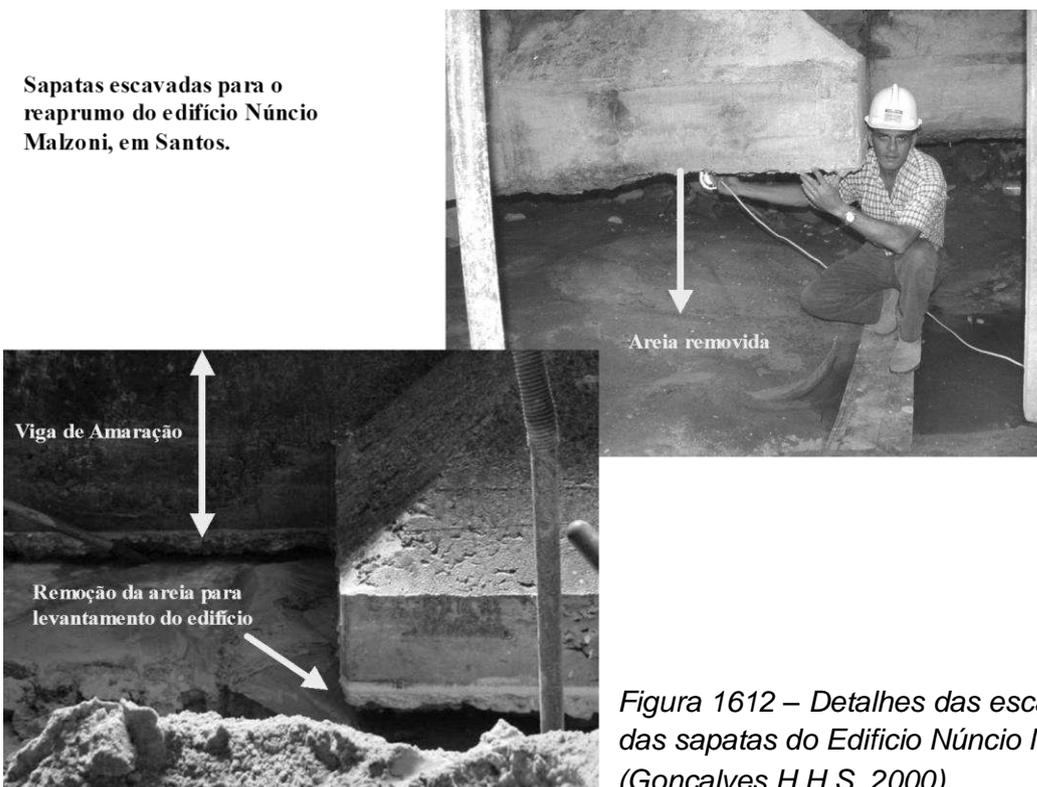
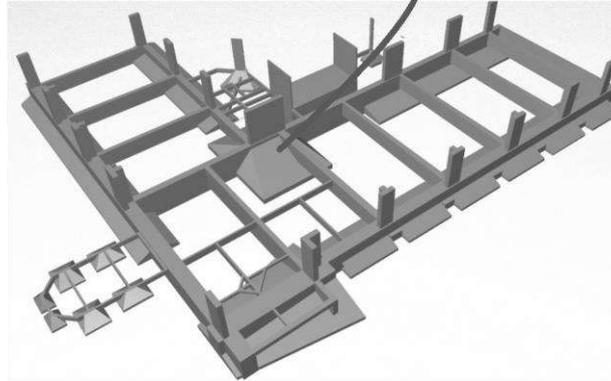


Figura 1612 – Detalhes das escavações das sapatas do Edifício Núncio Malzoni (Gonçalves H.H.S, 2000)



Construção de uma sapata de 7x 9m, executada para fundação de um edifício.



Perspectiva das fundações de um edifício com 8 pavimentos e vãos muito grandes.

Figura 6.13 – Detalhes de uma sapata de grandes dimensões. (Oliveira,N.J.,2001)

Fundações Profundas: Tubulões

Os tubulões são fundações profundas de forma cilíndrica que pelo menos em sua fase final de execução tem a descida de um operário para limpar e inspecionar o terreno da base. A Figura 7.0 mostra as características principais desta fundação, na qual praticamente toda a carga é suportada pela base.

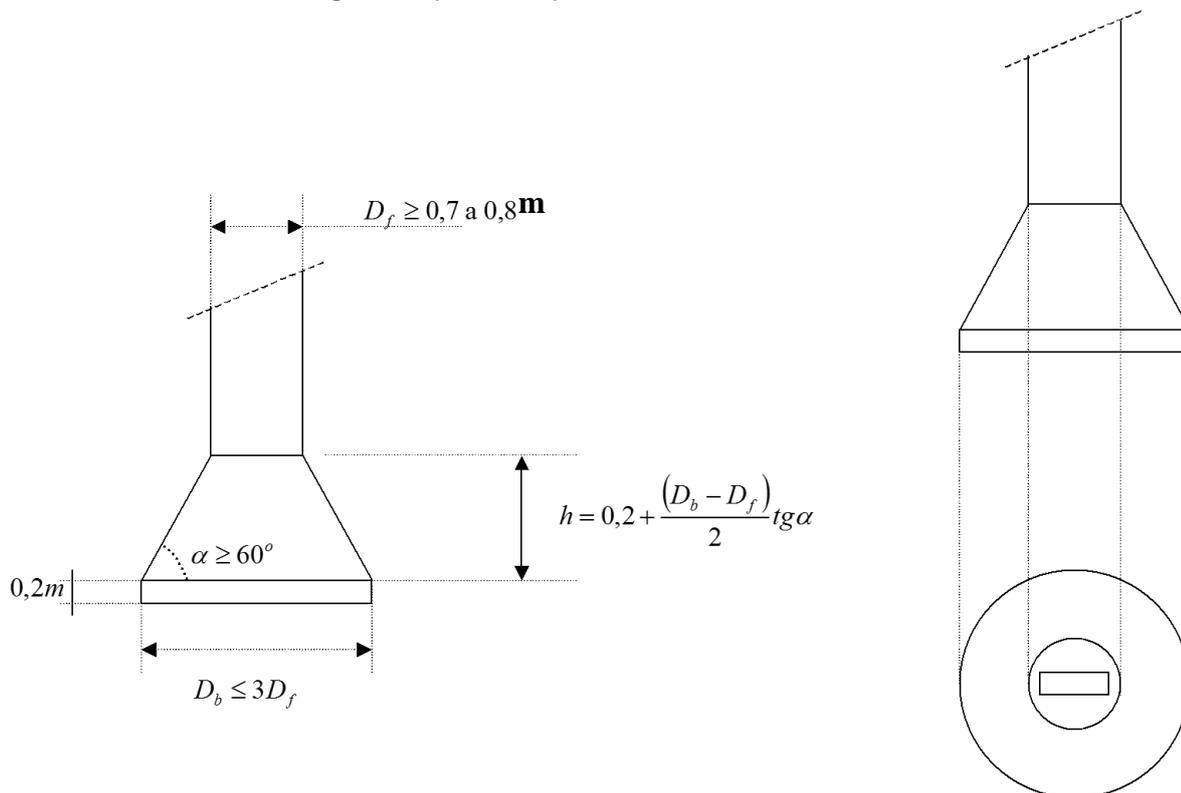


Figura 7.0 – Detalhes de um tubulão.



Figura 7.1 - Fustes de tubulões escavados a céu aberto com Ø 60cm a Ø 120 cm (BASE Fundações e Infra-Estruturas Ltda.)

O tubulão difere da estaca pelo processo executivo, não por suas dimensões. Os tipos de tubulões são: a céu aberto e a ar comprimido.

Os tubulões a céu aberto podem ser executados sem e com revestimento. Os tubulões a céu aberto podem ter escavação manual ou mecânica (Figuras 7.1 e 7.2). A escavação manual é feita utilizando-se pá e picareta e levando-se o material escavado para cima por meio de balde e guincho. Quando o solo tende a desmoronar reveste-se o furo com tubos de concreto ou aço que

vão sendo cravados à medida que o solo é escavado.

Quando o tubulão é escavado mecanicamente são utilizadas ferramentas especiais para alargar a base do mesmo. Se a base do tubulão atingir a rocha, a mesma é perfurada por meio de um "bit".

Quando necessário, pode-se armar o fuste do tubulão nos 3 a 5 metros superiores. A base do tubulão deve ser alargada em terreno coesivo, porque se o alargamento da base for feito em areia pura ocorre desmoronamento.

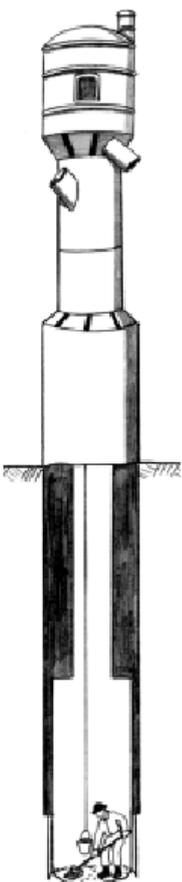
Pode-se atravessar o lençol freático com um tubulão a céu aberto, desde que o nível do lençol esteja pouco acima da base do tubulão, **a base esteja apoiada em terreno coesivo e impermeável** e se existir água em solo permeável seja utilizada camisa para revestir o furo.



Figura 7.2 - Perfuração e concretagem dos tubulões, pilares moldados "In-Loce" com camisas metálicas-recuperáveis (Shopping Curitiba).

Quando o tubulão tem a base apoiada muito abaixo do nível d'água ou quando o nível d'água não está tão alto, mas o solo de apoio da base não é impermeável para permitir o alargamento da base, deve-se utilizar tubulão a ar comprimido. Portanto, o tubulão a ar comprimido só deve ser utilizado quando não se consegue descer para alargar a base e inspecionar o terreno, por causa da entrada de água. A pressão dentro do tubulão deve ser superior à pressão externa da água e como os operários ficam sujeitos a esta pressão interna, o limite prático de trabalho é de 30m abaixo do NA.

O trabalho humano sob pressão é muito prejudicial à saúde. Existe uma legislação que limita as horas trabalhadas dentro de um tubulão a ar comprimido, assim como os intervalos obrigatórios, tempo de pressuriza-



ção e despressurização, os exames médicos necessários, o suporte medico da obra, etc...

7.3 – Tubulão a ar comprimido.

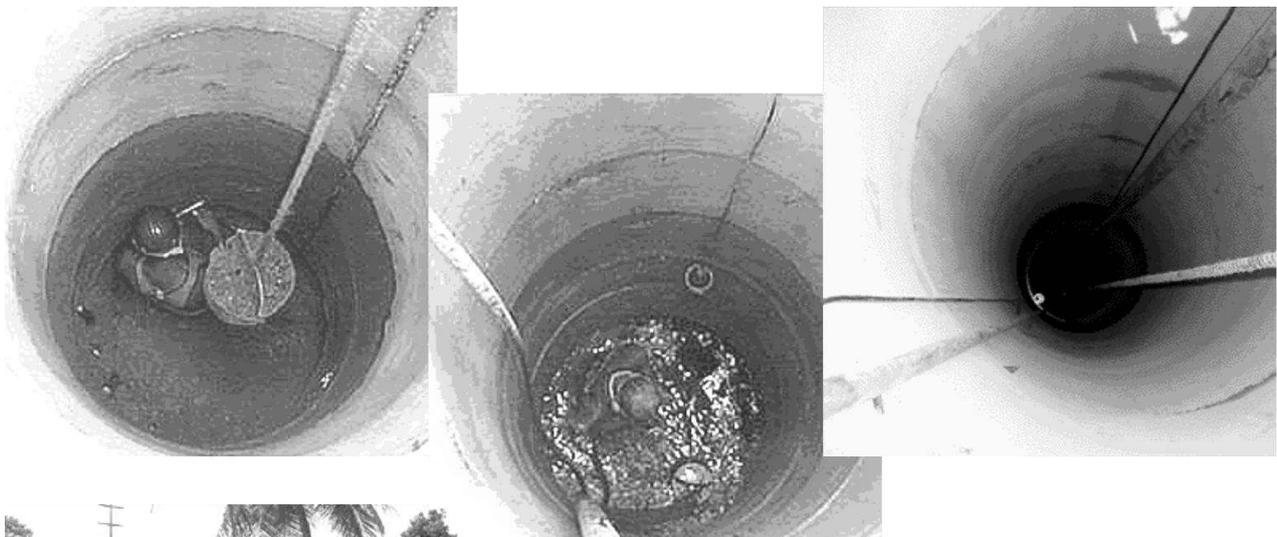
O tubulão a ar comprimido é executado utilizando-se uma câmara para entrada de homens e material e aplicando-se ar comprimido no interior do tubulão através de uma campânula de ar comprimido de tal forma a impedir a entrada de água no seu interior (Figura 7.3).

O fuste é feito com aço ou concreto armado. Os anéis de concreto armado têm comprimento não superior a 3m e o primeiro anel normalmente apresenta um sistema de facas para auxiliar a decida. A escavação do fuste é feita mecanicamente, sendo manual apenas a escavação da base.

Os tubulões devem ter no mínimo 1,20m de diâmetro e as paredes no mínimo 10cm de espessura se forem de concreto armado e 1cm para camisa de aço.

Os tubulões a ar comprimido são cada vez menos utilizados sendo substituídos geralmente por estações, que são estacas de grande diâmetro, com alta capacidade de carga.

As Figuras 7.4, 7.5 e 7.6 mostram fotografias de tubulões em fase de construção.



Elevado Bahema - fundações em tubulões a céu aberto, com 1,20 m de diâmetro e profundidade variando entre 8 e 10 m.

A tensão admissível na base do tubulão é de 10 kgf/cm², assente sobre a rocha.

Figura 7.4 – Tubulão a céu aberto

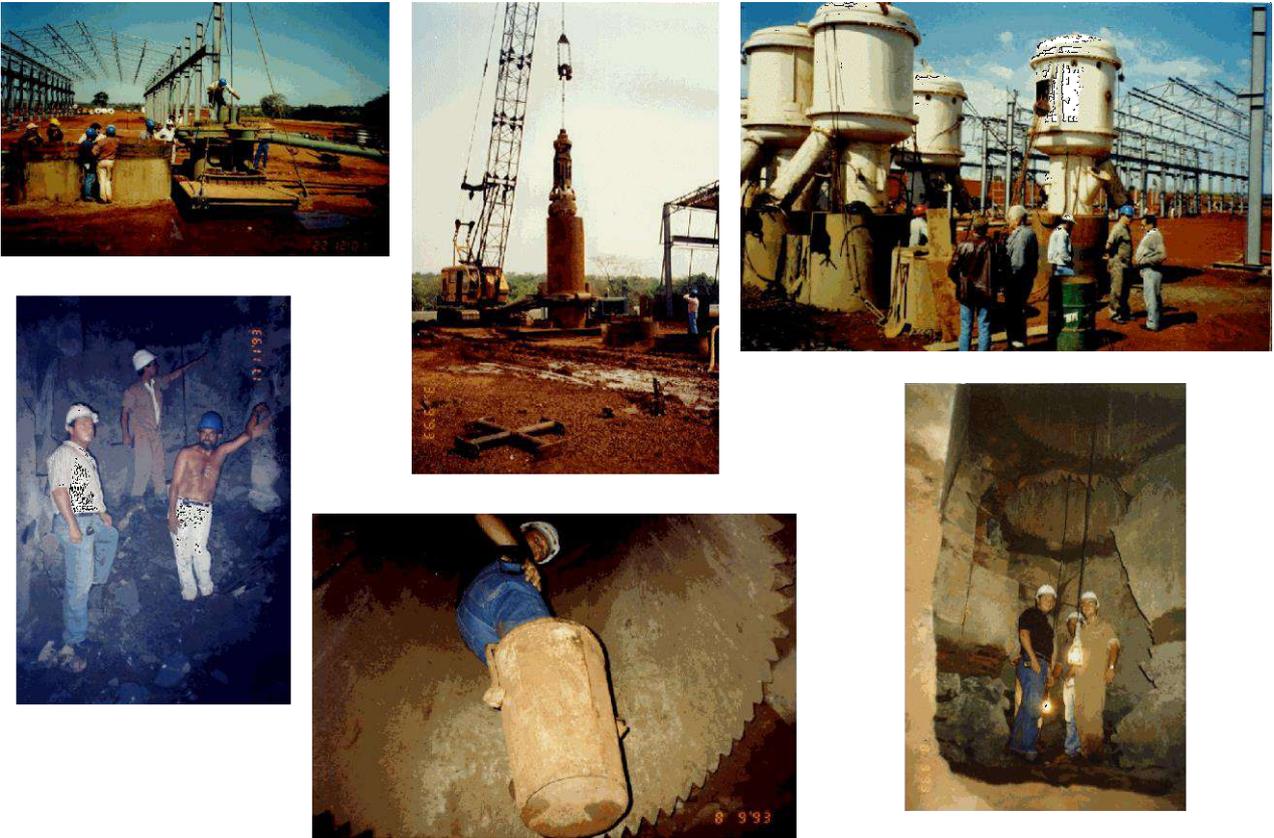


Figura 7.5 – Tubulões a ar comprimido revestidos com camisa metálica



Figura 7.6 - Tubulão a ar comprimido revestido com camisa metálica

Fundações Profundas: Estacas

As estacas são fundações profundas nas quais as cargas podem ser sustentadas pelo atrito lateral e pela base, só pelo atrito lateral ou só pela base (Figura 8.0).

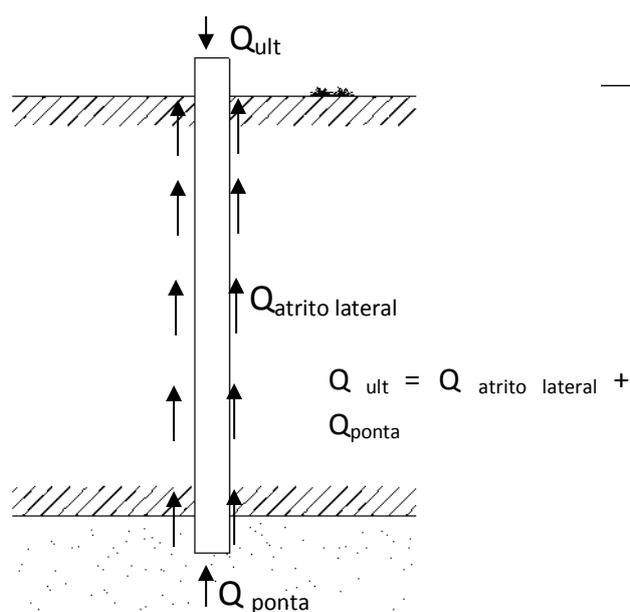


Figura 8.0 – Mecanismos de transferência de cargas em estacas.

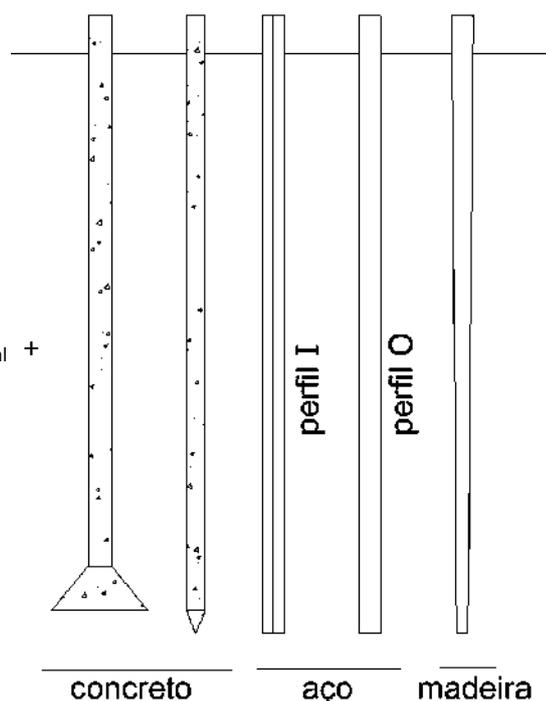


Figura 8.1 Tipos de estacas.

8.1 Tipos de estacas

As estacas podem ser de diversos tipos de materiais. Os mais comuns são (Figura 8.1):

- Madeira
- Aço
- Concreto

As estacas de madeira têm carga de trabalho e comprimentos limitados. Os tipos de madeira utilizados para estacas são: aroeira, maçaranduba, eucalipto e peroba do campo. Estas estacas apodrecem quando estão acima do nível d' água, necessitando

que seja feita uma proteção na parte da estaca que possa ficar em contacto com o ar. Existem obras antigas como o Campanário da Igreja de São Marcos, em Veneza, no qual as estacas de madeira após 1000 anos ainda se encontravam em perfeito estado de conservação. O Teatro Municipal do Rio de Janeiro construído em 1905 também tem estacas de madeira como fundação.

Os tipos de estacas de aço são: perfis I, 2I, CS ou trilhos. Suportam altas cargas, servem para qualquer solo, tem grande resistência à cravação e os comprimentos são variáveis porque os elementos podem ser soldados. O aço deve ser protegido para resistir à corrosão e o custo no Brasil ainda é alto.

As estacas de concreto podem ser moldadas “in loco” ou pré-moldadas:

- Estacas moldadas “in loco”
 - Broca
 - Strauss
 - Franki
 - Hélice Contínua
 - Estacas Ômega
 - Estacas escavadas mecanicamente (estacões)
 - Estacas barretes (segmentos de diafragmas)
 - Estacas raiz
 - Micro estacas injetadas a alta pressão

- Estacas pré-moldadas
 - Concreto pré-moldado (secções quadradas)
 - Concreto centrifugado (secções cilíndricas)
 - Concreto protendido (secções quadradas)
 - Estacas Mega

Além desses tipos de estacas convencionais, também são utilizadas estacas de solo cimento executadas através da técnica denominada “jet grouting” para algumas situações especiais, como contenções, melhoria do solo, abertura de valas, estabilização de taludes e impermeabilização.

As ilustrações das estacas e de seus processos executivos estão apresentadas nas Figuras 8.2 a 8.29. Na Tabela 8.1 estão as características principais de cada estaca (diâmetro, comprimento, cargas, distâncias mínimas entre elas, etc...) e as vantagens e desvantagens de cada uma.

A escolha do tipo de estaca a ser utilizado será função da obra, do perfil geotécnico e geológico do terreno, da posição do nível d’ água, das construções próximas (algumas estacas ao serem cravadas ou executadas produzem muita vibração) e dos custos.

8.1.1 Estacas de Concreto:

➤ Brocas

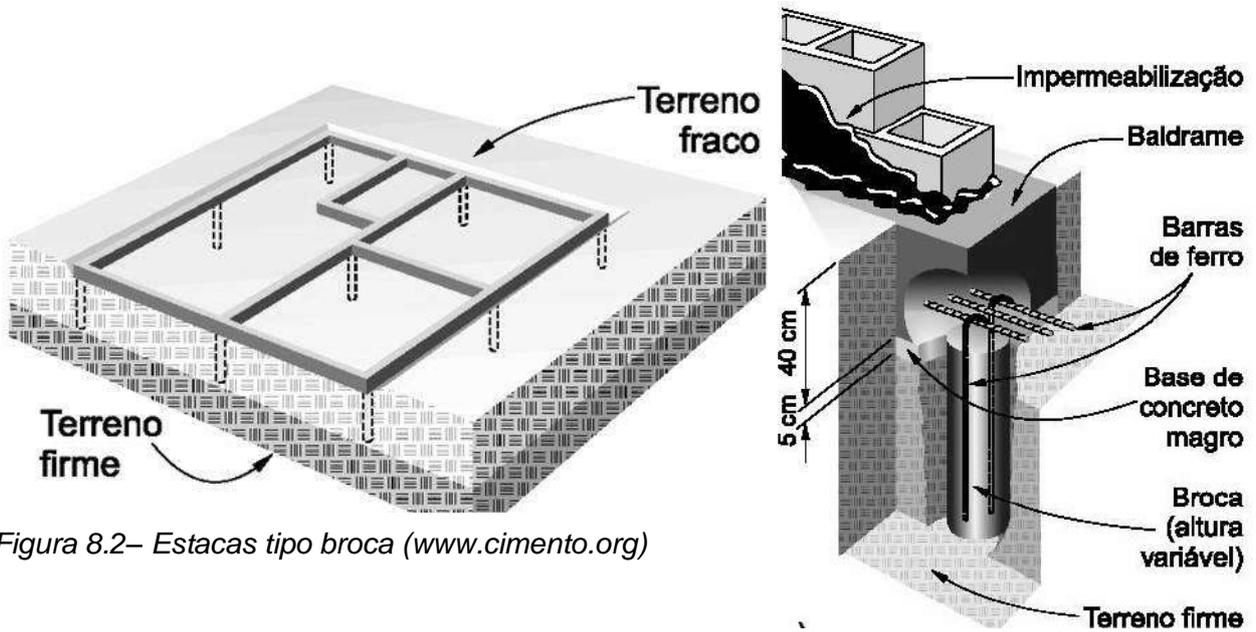


Figura 8.2– Estacas tipo broca (www.cimento.org)

➤ Strauss

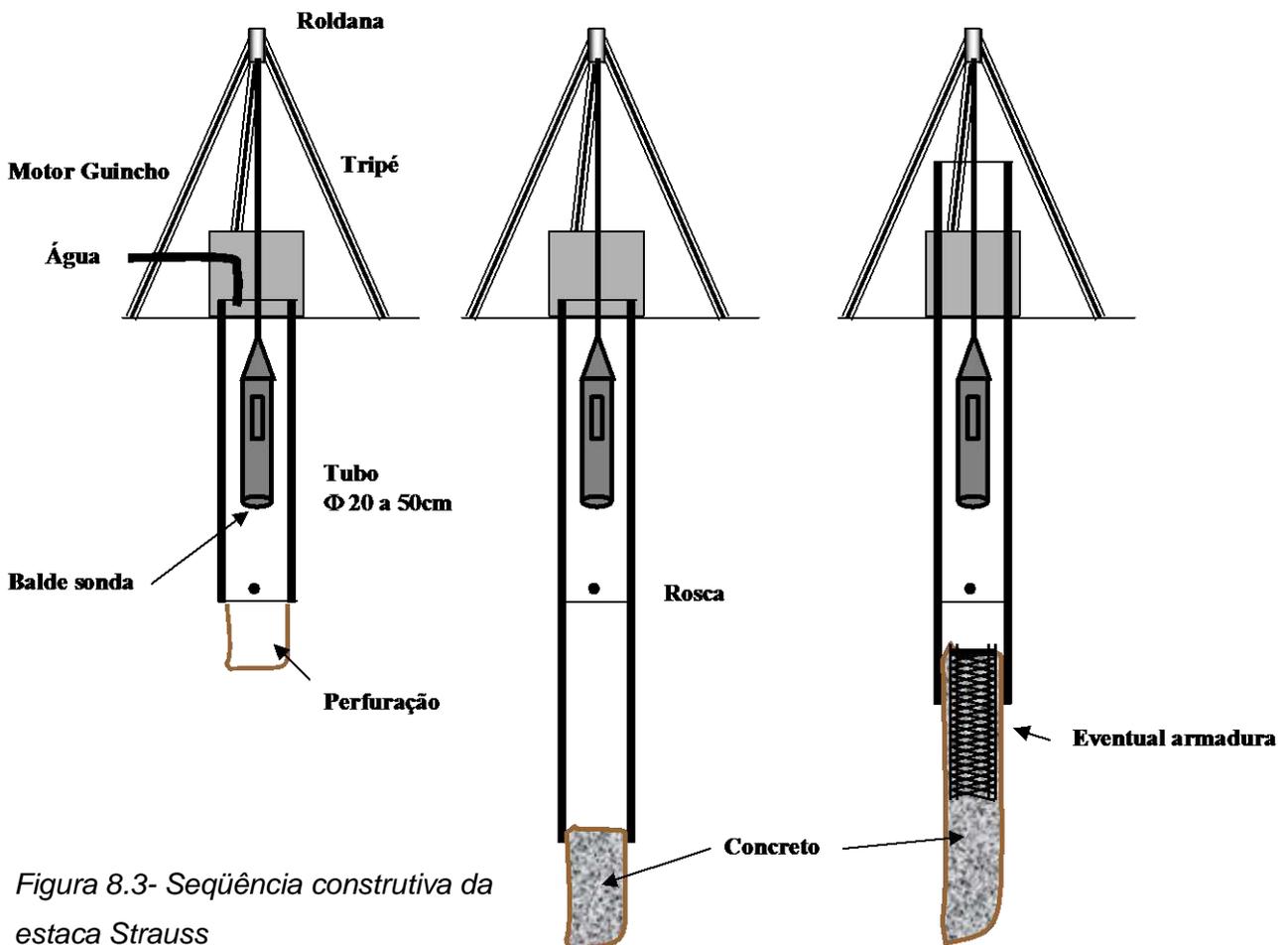


Figura 8.3- Seqüência construtiva da estaca Strauss

➤ Franki

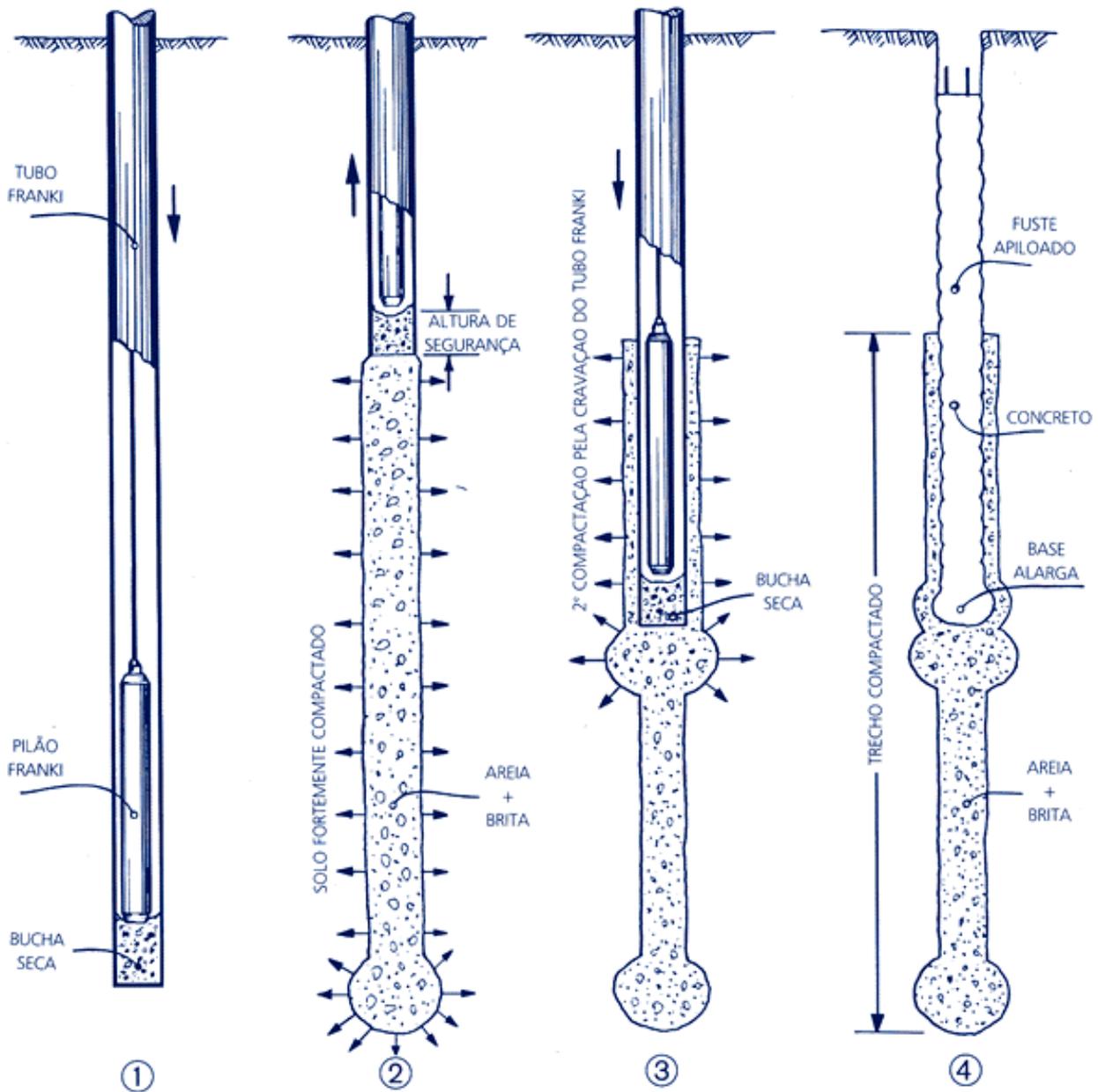


Figura 8.4 – Seqüência construtiva da estaca Franki com compactação

Figura 8.5 – Perfuratriz e camisa de proteção usadas em estacas Franki e Raiz (Geotécnica S.A.)



➤ Hélice Contínua



Figura 8.6 - Perfuratriz para estaca tipo hélice contínua -na foto, retirada de terra (BRASFOND Fundações Especiais S.A.)

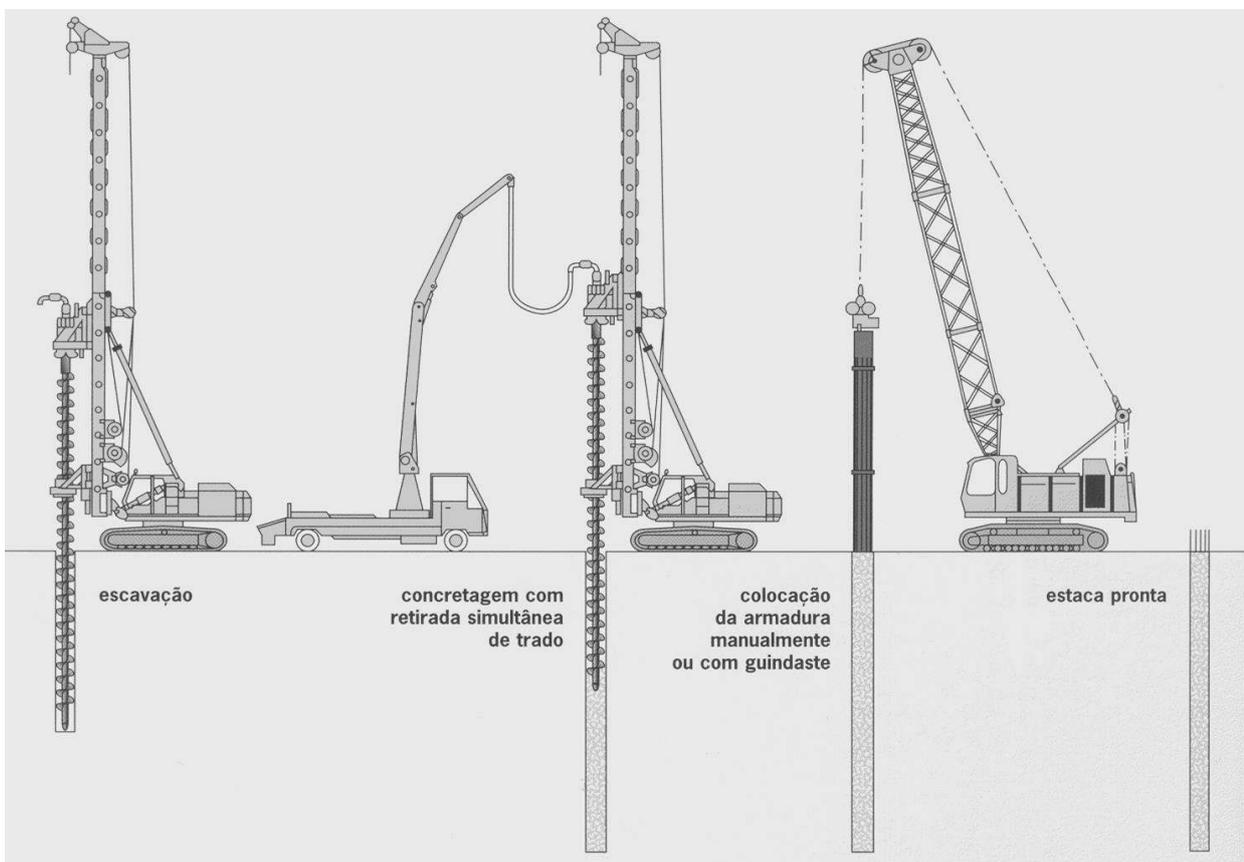


Figura 8.7 – Ilustração da execução de uma estaca tipo hélice contínua. (BRASFOND Fundações Especiais S.A.)

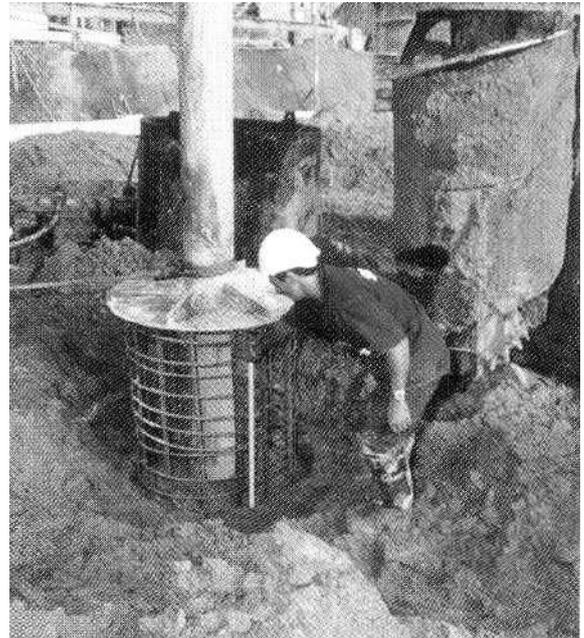
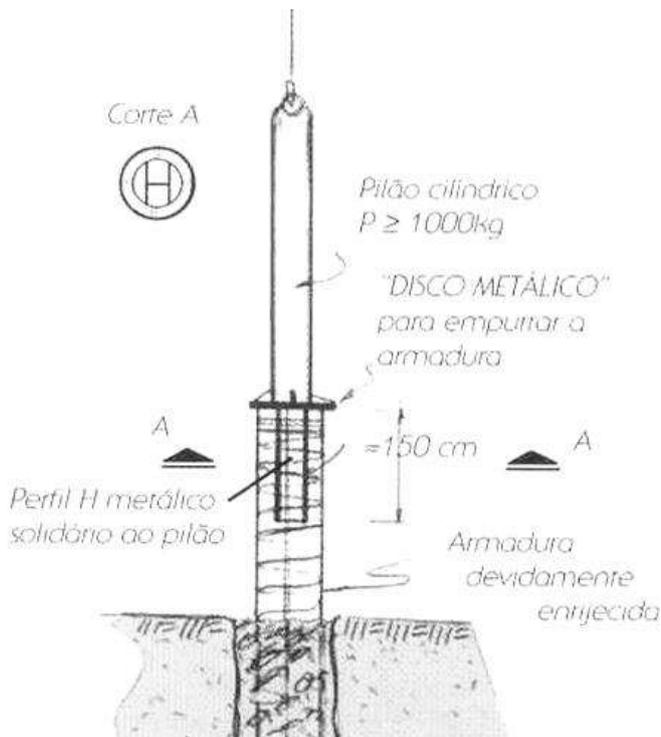


Figura 8.8 e 8.9 – armação de uma estaca tipo hélice contínua (GEOFIX Fundações)

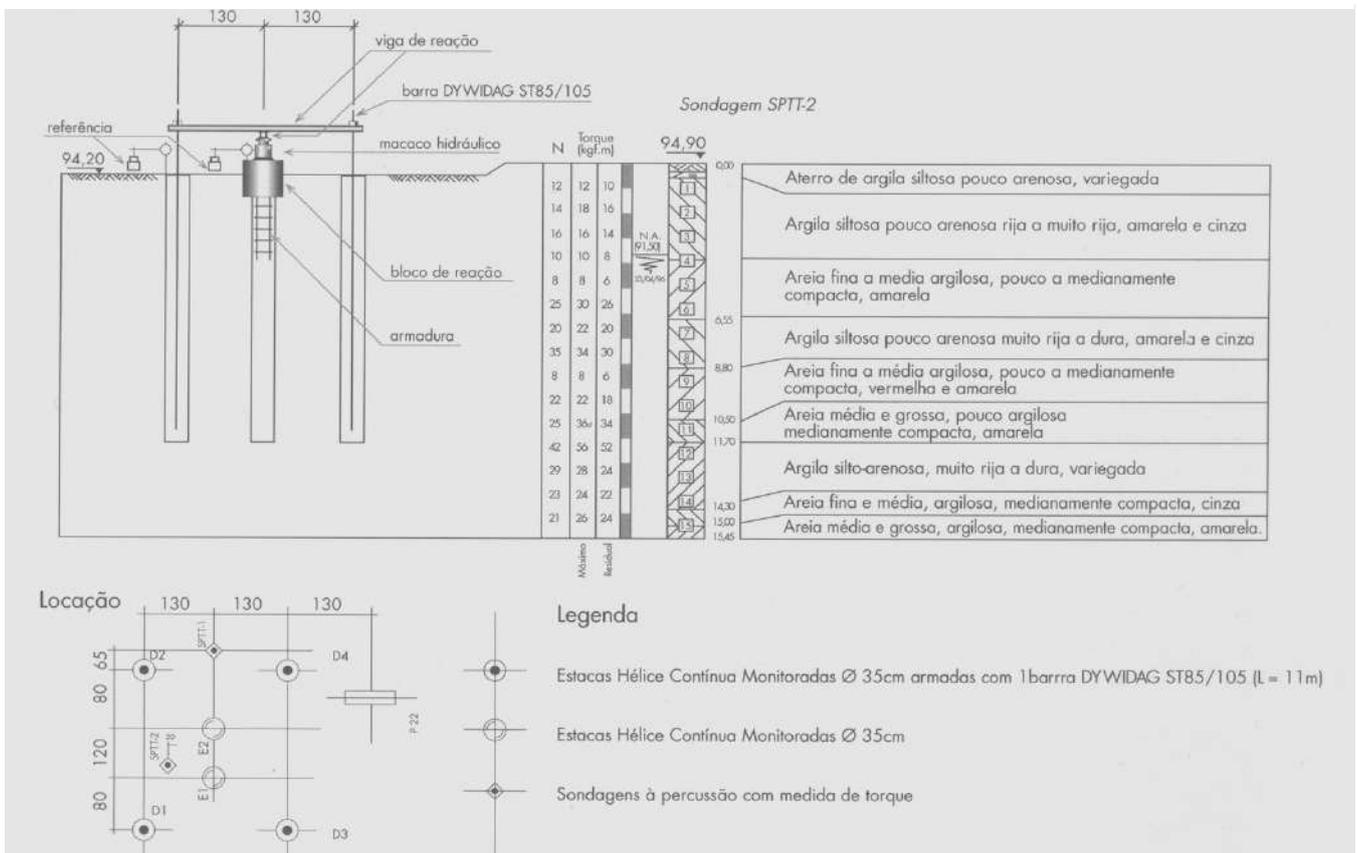


Figura 8.10 – Projeto de fundação com estacas tipo hélice contínua (GEOFIX Fundações)

➤ Estaca Omega

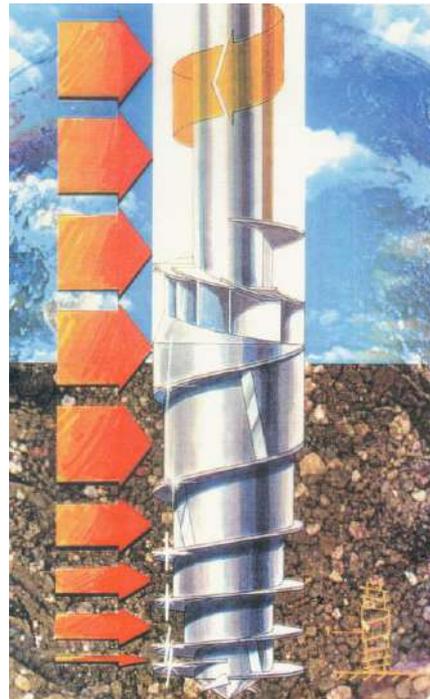


Figura 8.11 – Equipamento utilizado para execução da estaca tipo Ômega. (FUNDESP Fundações Especiais Ltda)

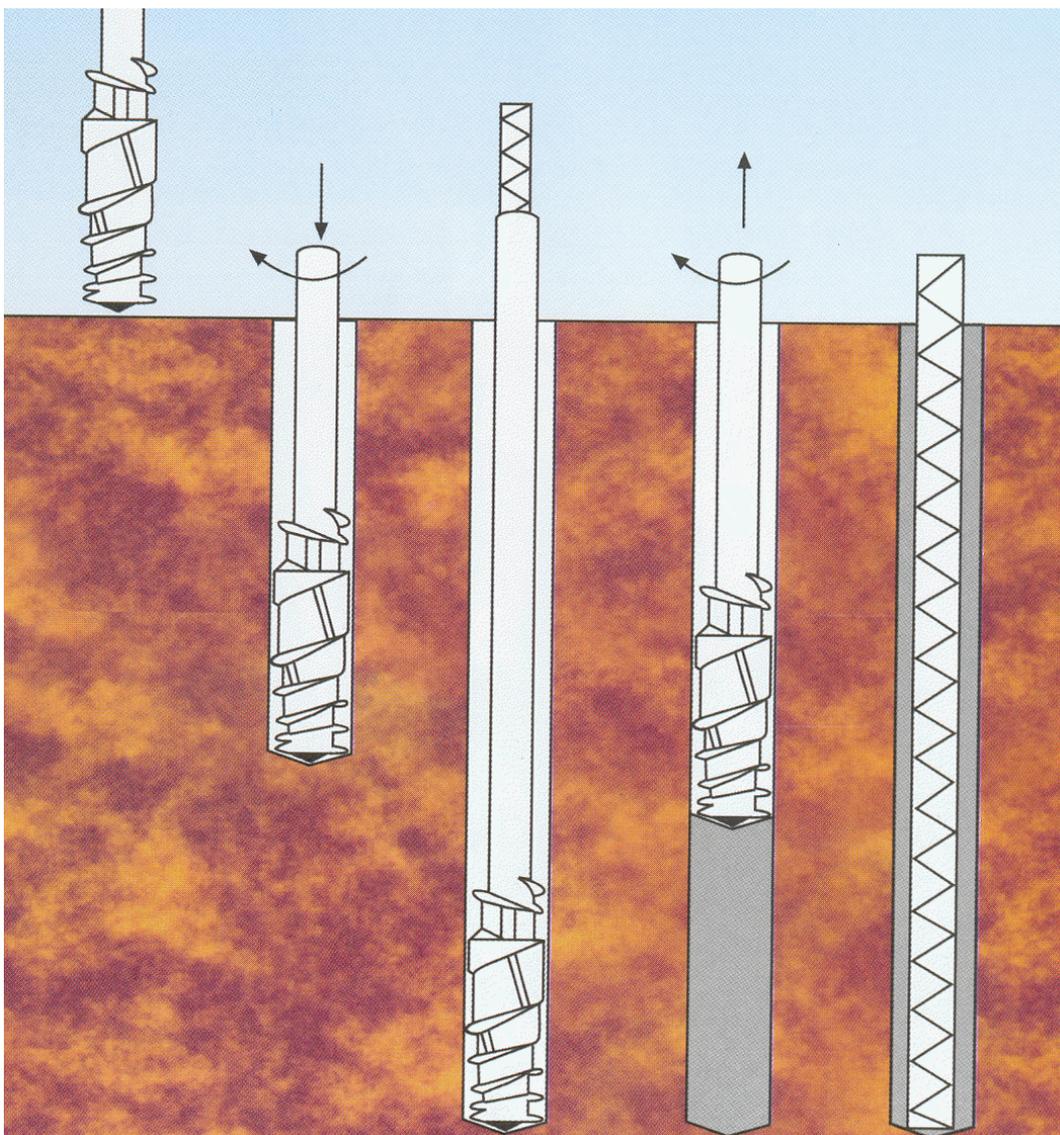
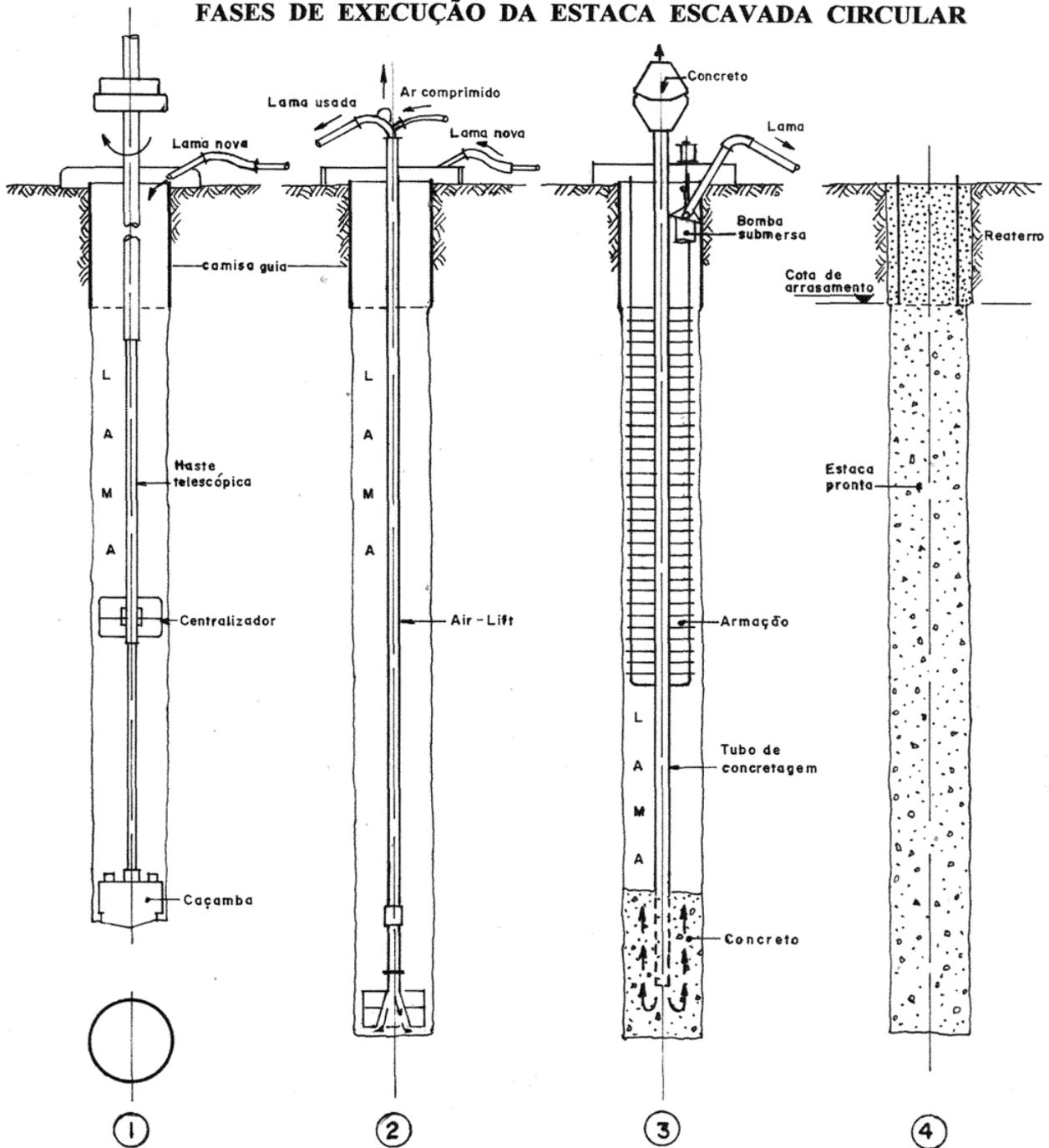


Figura 8.12 – Processo executivo de uma estaca tipo ômega (FUNDESP Fundações Especiais Ltda.)

➤ Estacas escavadas mecanicamente (estações)

FASES DE EXECUÇÃO DA ESTACA ESCAVADA CIRCULAR



- 1) Escavação do solo pela ferramenta mecânica e estabilização do maciço através da lama bentonítica.
- 2) Troca da lama bentonítica utilizada durante a escavação.
- 3) Colocação da gaiola da armadura e concretagem submersa.
- 4) Estaca concluída.

Figura 8.13 – Fases da execução de uma estaca escavada

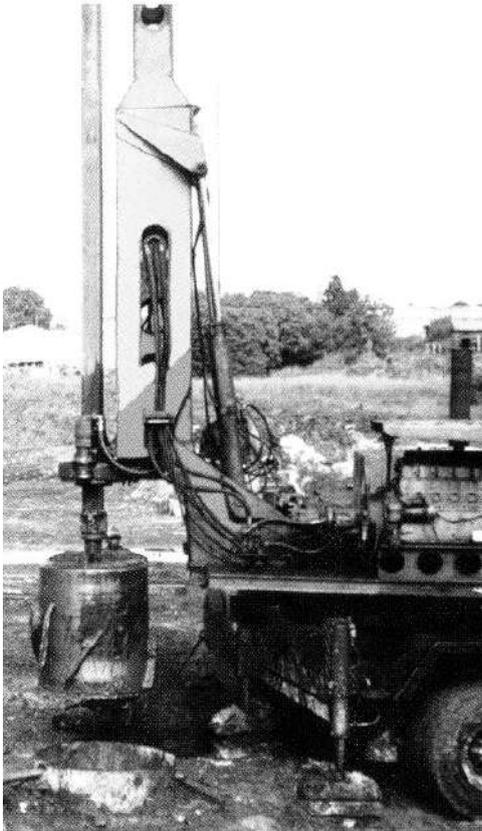


Figura 8.15 – máquina utilizada no estaqueamento por estações. (BASE Fundações e Infra-Estruturas Ltda)

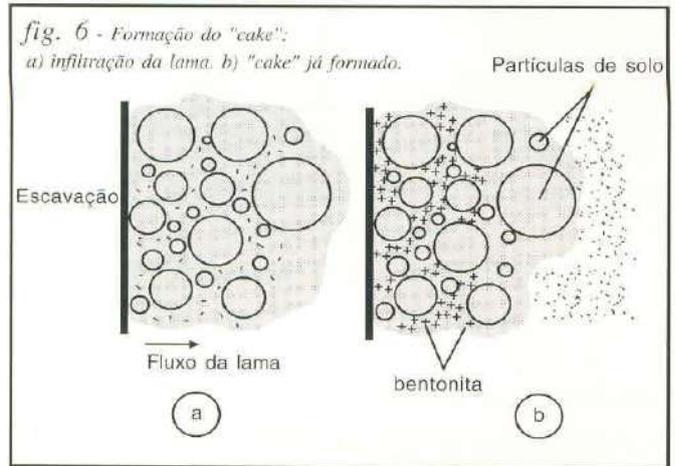


Figura 8.14- Formação do "cake" no processo de estaqueamento com lama bentonita (ANSON S.A.)



Figura 8.16 – estacas escavadas. (Metrô Ana Rosa – FUNDESP Fundações Especiais Ltda)

➤ Estaca barrete (segmentos de diafragma)



Figura 8.17 – Perfuratriz de estacas barrete - e de paredes diafragma (Metrô República. ANSON Engenharia de Fundações e Recuperações S.A).

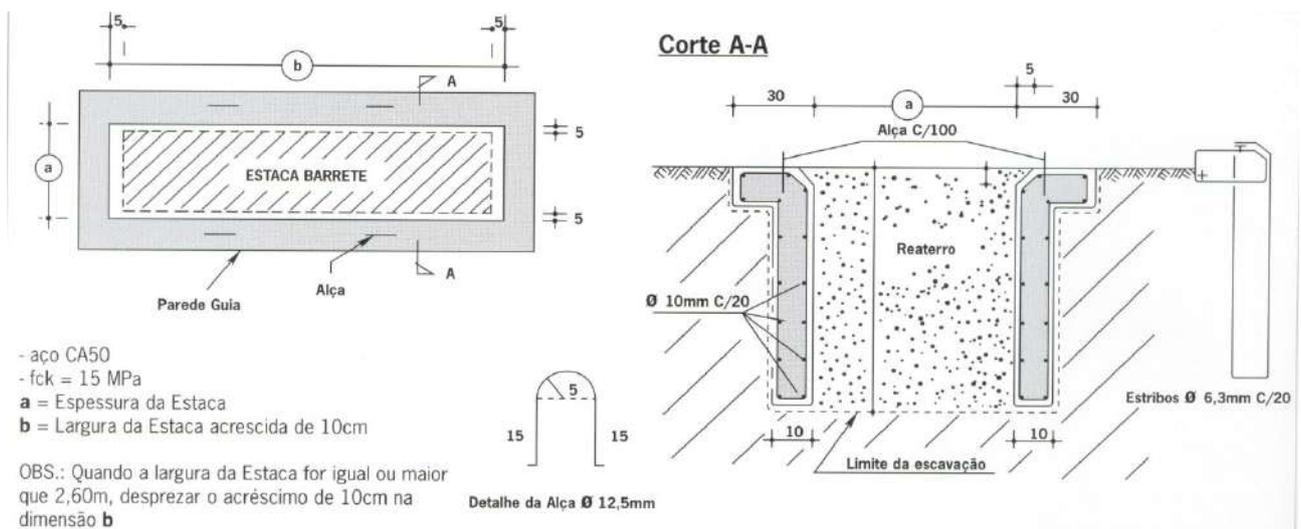


Figura 8.18 – projeto de estaca barrete.(BRASFOND Fundações Especiais S.A.)

➤ Estaca Raiz (estacas injetadas a baixa pressão)

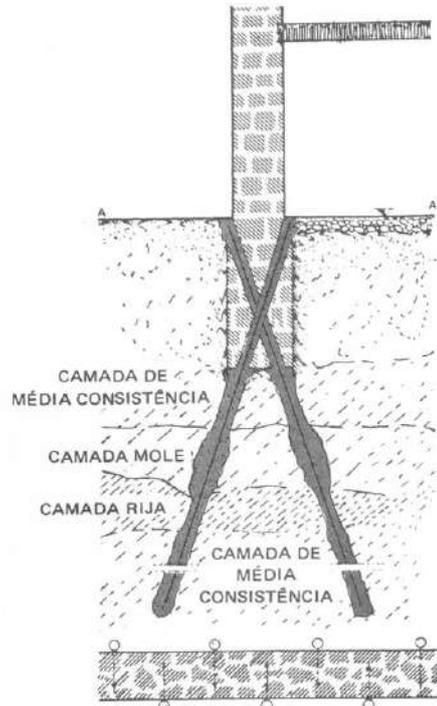


Figura 8.19 – Estaca raiz (BRASFOND Fundações Especiais S.A.)

Fig. 1 – Esquema típico de aplicação de "estacas raiz".

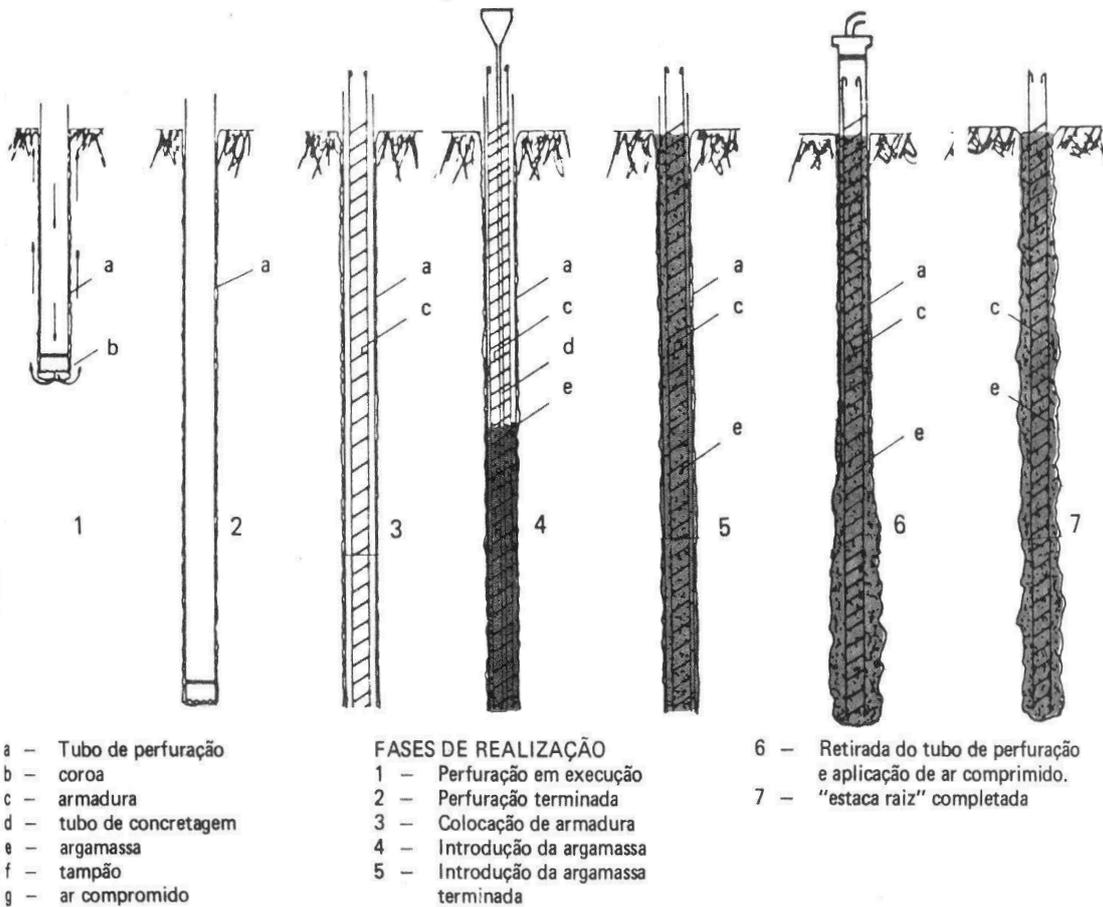


Figura 8.20 – processo executivo de uma estaca raiz (BRASFOND Fundações Especiais S.A.)

➤ **Micro estacas injetadas a alta pressão**

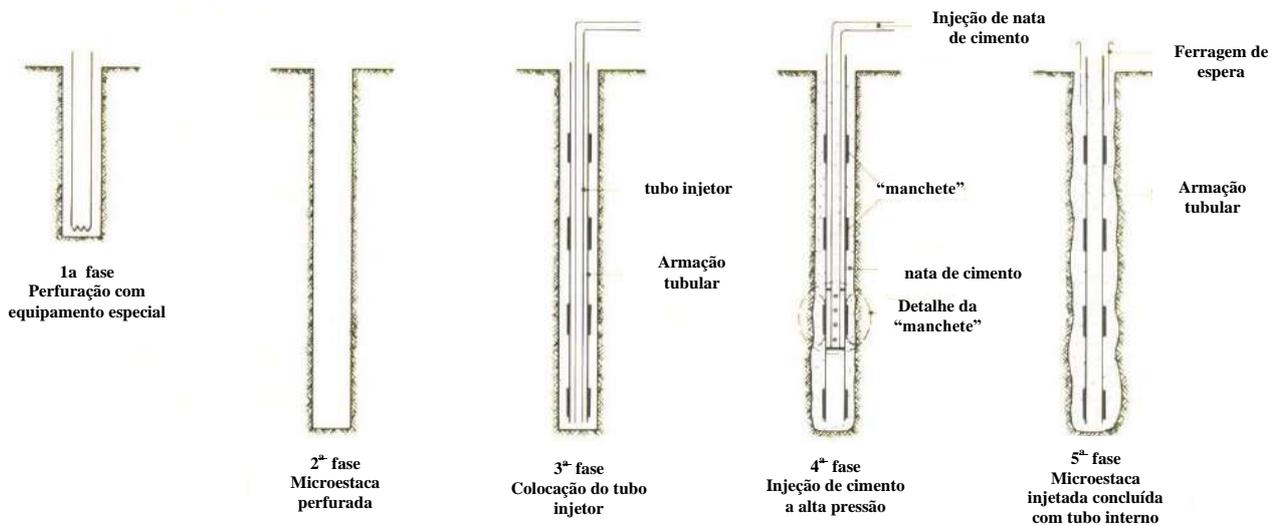


Figura 8.21 – Seqüência executiva de uma micro estaca injetada a alta pressão

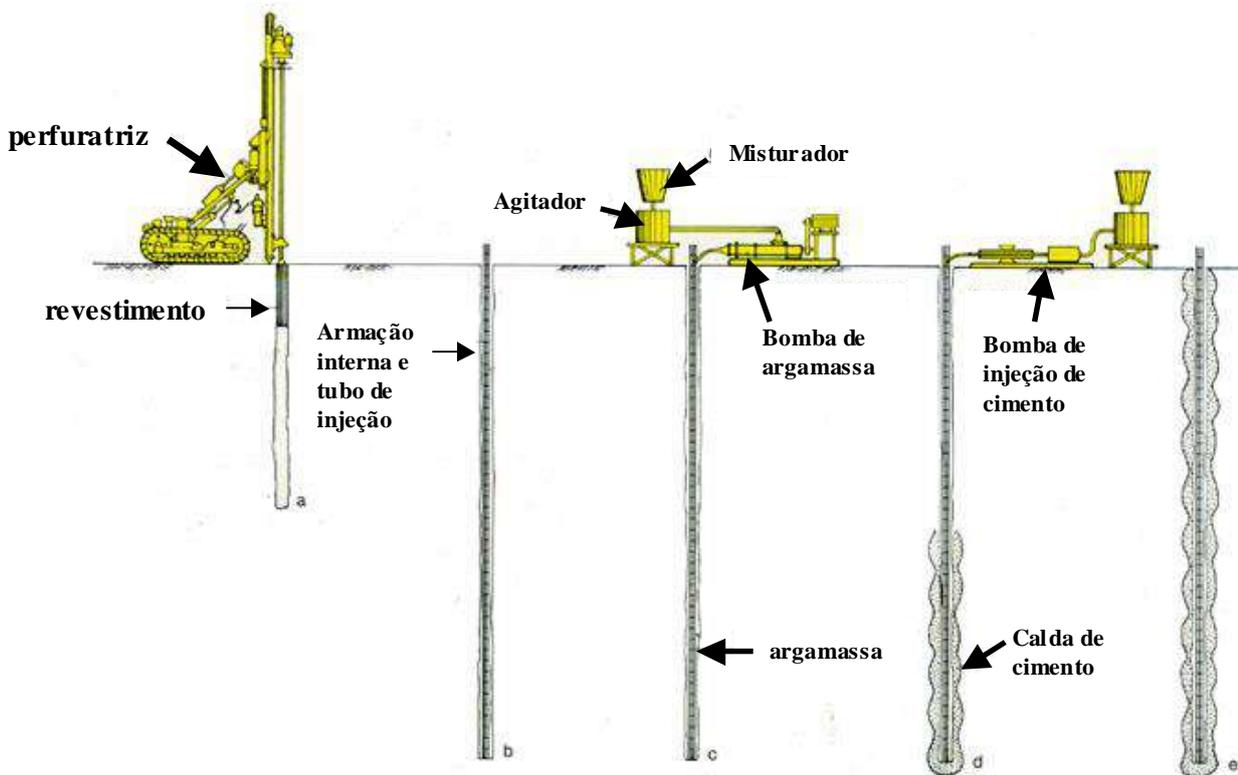


Figura 8.22 Seqüência executiva de estacas injetadas.

➤ Estaca Mega

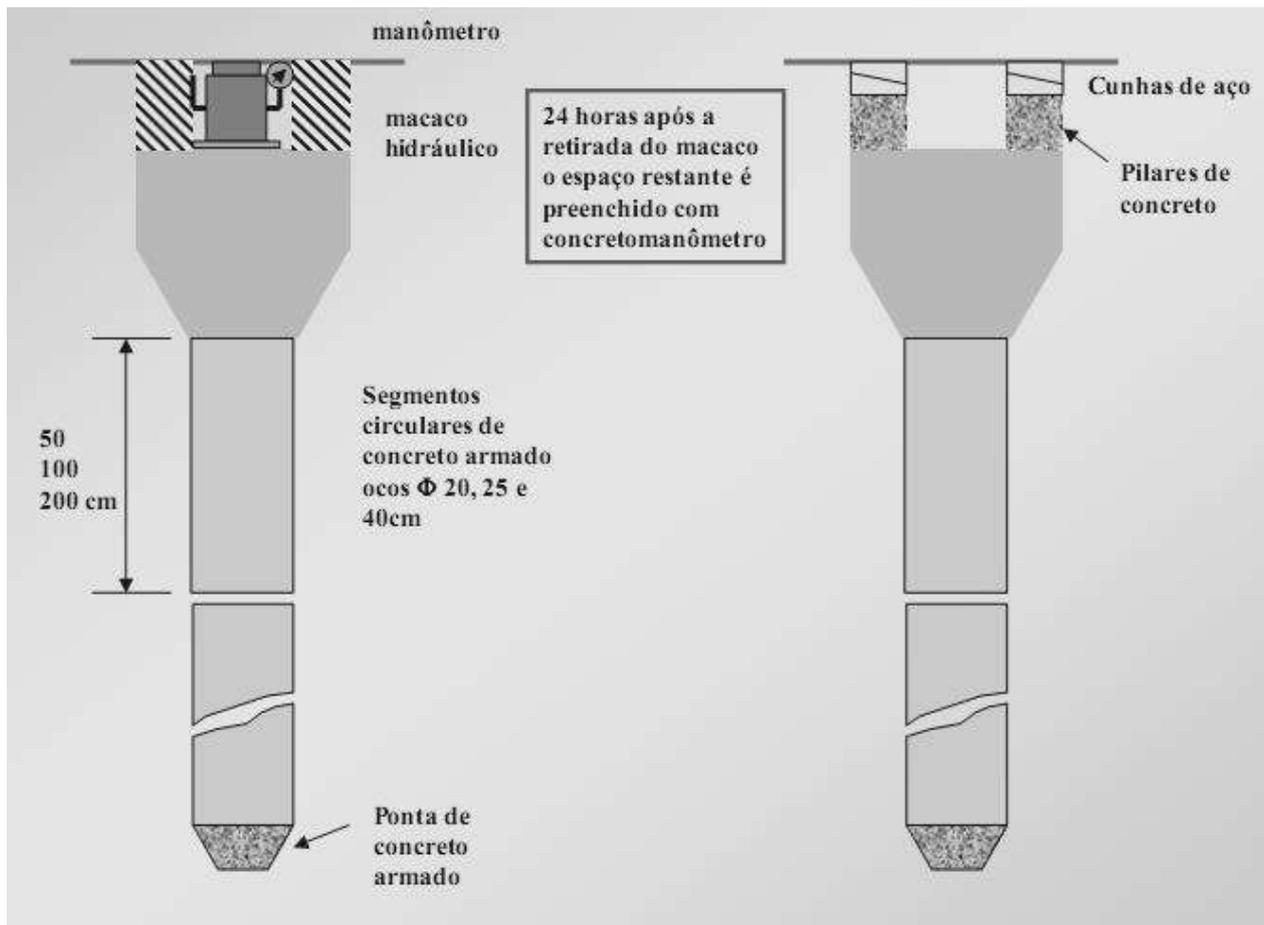


Figura 8.23 – estaca mega.

Estacas em aço:



Figura 8.24 – Estaca em aço perfil I (GERDAU AÇOMINAS)



Figura 8.25 – Estaca em aço perfil I e bate estaca.(GERDAU AÇOMINAS)



Figura 8.26 – estacas de aço sendo soldadas para continuação do estaqueamento. (FUNDESP Fundações Especiais S.A.)

Colunas Injetadas (Jet Grouting)

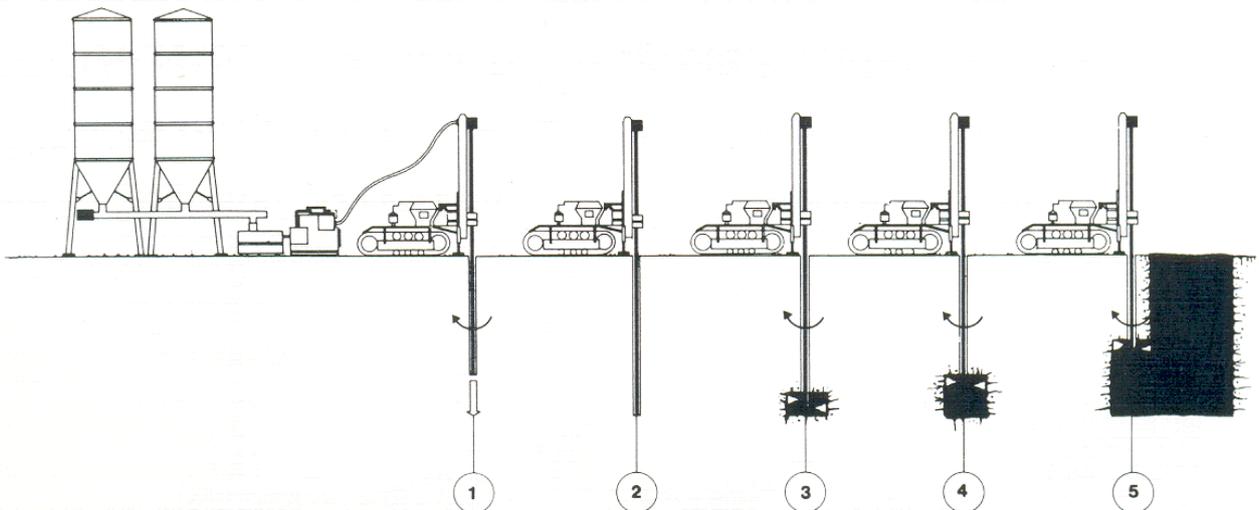


Figura 8.27 – seqüência de execução de uma coluna Jet grouting (NOVATECNA Consolidações e Construções S.A.)

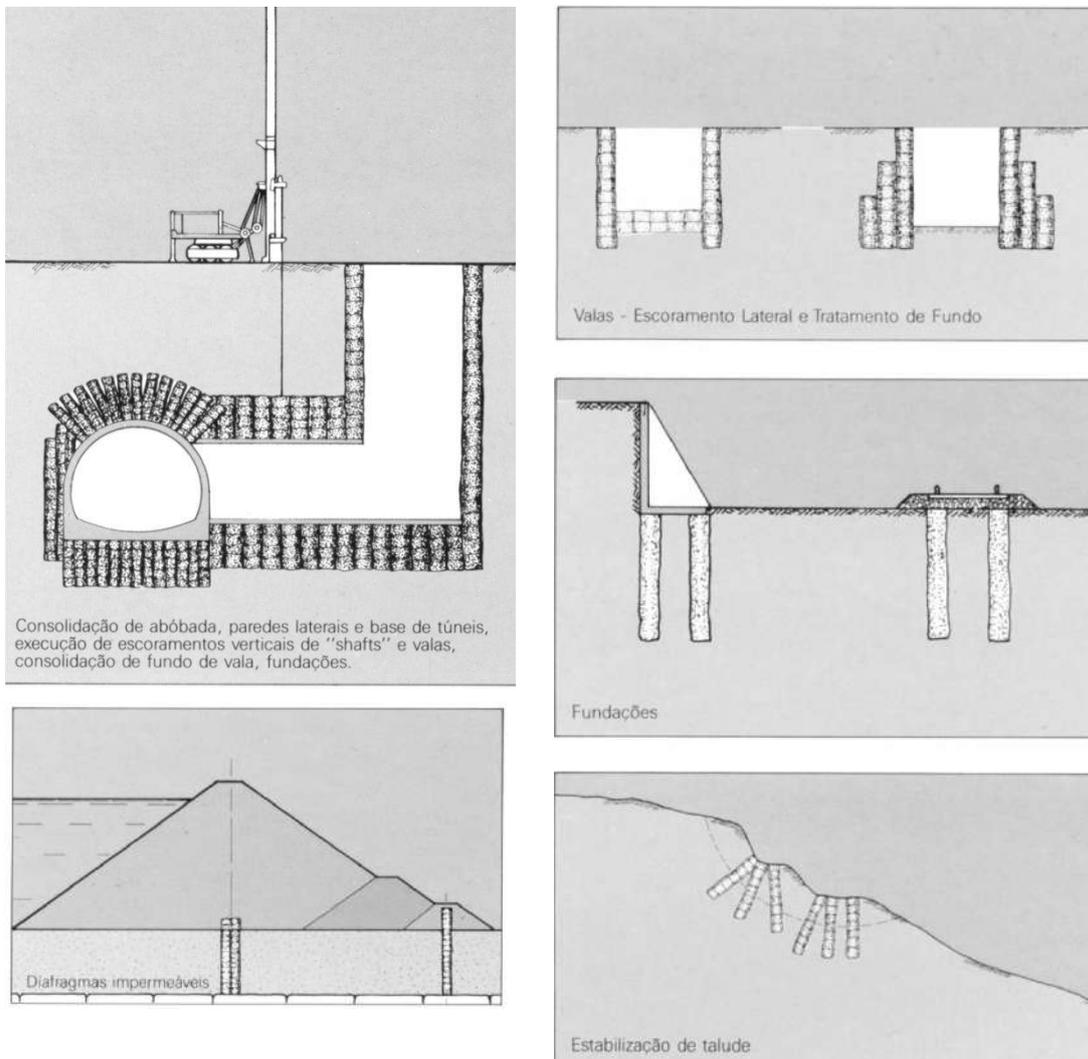


Figura 8.28 – aplicações do Jet grouting: consolidação de abóbada, paredes laterais e base de túneis, estabilização de taludes, escoramento lateral, etc.(GEOTÉCNICA S.A.).



Figura 8.29 – medição de uma coluna injetada. (NOVATECNA Consolidações e Construções S.A.)

Tabela 8.1 – Principais tipos de fundações profundas disponíveis no mercado.

ESTACAS	Tipo	Dimensões (cm)	Carga de Trabalho (tf)	d (cm) espaçamento	a (cm) eixo divisa	c (cm) eixo face	Comprimentos Disponíveis (m)	Vantagens	Desvantagens
	Madeira	Ø 15 a 30	10 a 30	60	30	20	3 a 15	custo baixo; durabilidade abaixo do N.A.; resistência ao esforço de cravação e transporte.	Apodrece acima do N.A.; necessidade de emendar cabeça com concreto; baixas cargas;
	Pré-Moldada de Concreto Seção Quadrada	15X15	15	50	30	15	sem emenda 4 a 10	serve para qualquer solo; rapidez de execução; cargas variadas	custo alto (±); comprimento pré-determinado; dificuldade de transporte; vibração na cravação; peso.
		18x18	20	60	30	20	4 a 14		
		23x23	35	70	30	25	4 a 14		
26x26		45	75	40	30	4 a 14			
33x33		70	85	40	35	6 a 14 emendas soldadas >14m			
Pré-Moldada de Concreto Seção Circular	Ø 20	20	50	30	20	Idem	Idem peso menor; concreto de melhor qualidade	idem.	
	26	35	65	30	25				
	33	50	75	30	30				
	38	70	90	35	35				
	42	85	100	35	40				
	58	130	125	35	50				
	60	160	150	40	60				
	70	230	175	40	70				
Perfis de aço	composição de perfis I ou CS; 2I possível; trilhos	~ 1tf/cm ²	variável			20 a 30	qualquer, emendas por solda	serve para qualquer solo; grande resistência à cravação; fácil emenda.	custo alto; corrosão.

ESTACAS MOLDADAS IN LOCO	Tipo	Dimensões (cm)	Carga de Trabalho (tf)	d (cm) espaçamento	a (cm) eixo divisa	c (cm) eixo face	Comprimentos Disponíveis (m)	Vantagens	Desvantagens
	Brocas	∅ 20	4	60	25	20	3 a 6	Fácil execução; Comprimento variável	Qualidade do concreto ruim; baixas cargas; impossível com N.A. elevado.
		25	6	70	25	20			
	Escavadas com trado	∅ 25	15	75	25	35	3 a 11		
		30	25	90	30	40			
Tipo "Strauss"	∅ 20	15	60	15	20	máx. 15	custo baixo; comprimento variável; elimina transporte cargas variáveis.	Qualidade do concreto; estrangulamento do fuste; lavagem do concreto; não recomendado em argilas moles abaixo do N.A.	
	25	20	75	20	20				
	32	30	90	20	25				
	38	40	115	25	30				
	45	60	135	30	30				
Tipo Franki Standard	∅ 35	50	100	60	30	5 a 15	comprimento variável; qualidade do concreto; suporta grandes cargas.	vibrações elevadas; desvio do fuste; estrangulamento do fuste em argila mole; problemas com argilas duras; custo alto.	
	40	70	120	30	30	5 a 30			
	52	130	150	80	35	5 a 30			
	60	170	180	80	40	5 a 30			
	70	300	210	90	45	5 a 30			

ESTACAS MOLDADAS IN LOCO	Tipo	Dimensões (cm)	Carga de Trabalho (tf)	d (cm) espaçamento	a (cm) eixo divisa	c (cm) eixo face	Comprimentos Disponíveis (m)	Vantagens	Desvantagens
	Hélice Contínua	Ø 30 a 100	40 a 500				até 22m	fácil execução; alta produtividade; não causa vibração; serve para quase todos os tipos de terreno.	requer equipamento especial; problemas executivos em camadas de argila orgânica muito mole; dificuldade para descer armações muito compridas.
	Micro-estaca ou Estaca Raiz	Ø 10 a 40	Calculada assumindo-se que σ_{adm} concreto = 100kgf/cm ² cargas de 15 a 130 tf				função do equipamento de perfuração (há notícias de ser possível atingir até 100m)	Serve também para serviços de sub-fundação, reforços. Alta carga de trabalho.	Custo alto; problemas executivos podem comprometer comportamentos
	Estacas Escavadas mecanicamente e (aaiixo do N.A. com auxílio de lama bentonítica)	Circular (estacão) Ø de 60 a 250 Retangular (tipo barrete) Ø de 40x150 60x250 50x150 70x250 30x250 80x250 40x250	Calculada assumindo-se que σ_{adm} concreto = 40 a 50kgf/cm ² (concreto simples) cargas de 50 a 1200 tf				função do equipamento de perfuração (há notícias de ser possível atingir até 60m)	Alta carga de trabalho	Custo alto; problemas executivos podem comprometer comportamentos

8.2 Controle de estacas cravadas

As estacas devem ser cravadas no solo de forma a manter uma uniformidade de comportamento. Para isto é comum utilizar a nega como critério de uniformização de uma estacaria. A nega é o valor que a estaca penetra por golpe, no último golpe. Este valor é fixado através de fórmulas dinâmicas, que derivam da igualdade entre a energia consumida durante a cravação com a absorvida pela estaca mais as perdas. A nega da cravação deve estar sempre associada à energia de cravação. O peso da estaca é fundamental na escolha do martelo. Para um melhor rendimento da cravação é recomendável que o peso do martelo seja no mínimo igual ao peso da estaca. Neste caso a altura de queda usada em geral é de 1m. Não se pode utilizar energia excessiva de cravação para não danificar a estaca. Nas Figuras 8.30, 8.31 e 8.32 estão apresentados alguns bate-estacas em operação.



Figura 8.30 - Bate estaca tipo queda livre



Figura 8.31 - Bate estaca cravando um estaca pré moldada



Figura 8.32 – Detalhe do bate estaca cravando uma estaca pré moldada

Dimensionamento de Sapatas, Tubulões e Estacas

9.1 Sapatas

Sapatas Isoladas:

A área da sapata isolada deve ser calculada dividindo-se a carga do pilar pela tensão admissível do terreno.

$$A = P / \sigma_{adm}$$

$$A = a \times b$$

Para sapata ser mais econômica deve-se obedecer à seguinte relação:

$$a - b = a_0 - b_0$$

onde: a e b são as dimensões da sapata

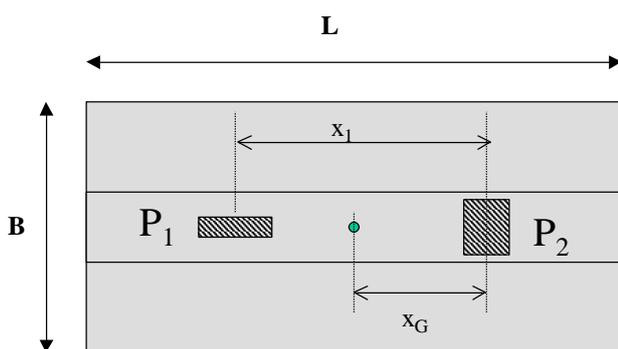
a₀ e b₀ são as dimensões do pilar

Portanto os lados a e b da sapata são determinados resolvendo-se o sistema de equações:

$$axb = P / \sigma_{adm}$$

$$a - b = a_0 - b_0$$

Sapatas Associadas:



$$A = \frac{P_1 + P_2}{\sigma_a}$$

$$x_G = \frac{P_1 x_1}{P_1 + P_2}$$

$$BL = A$$

Figura 9.1 – Sapata Associada.

Para determinar o centro de gravidade dos vários pilares, coloca-se um sistema de eixos x e y (Figura 9.1). Os valores de x_{CG} e y_{CG} podem ser determinados fazendo-se:

$$x_{CG} = \frac{\sum x_i P_i}{\sum P_i}$$

$$y_{CG} = \frac{\sum y_i P_i}{\sum P_i}$$

O centro de gravidade da sapata deve coincidir com o centro de gravidade das cargas (x_{CG}, y_{CG}) dos pilares.

A área da sapata associada deve ser:

$$A = P / \sigma_{adm}$$

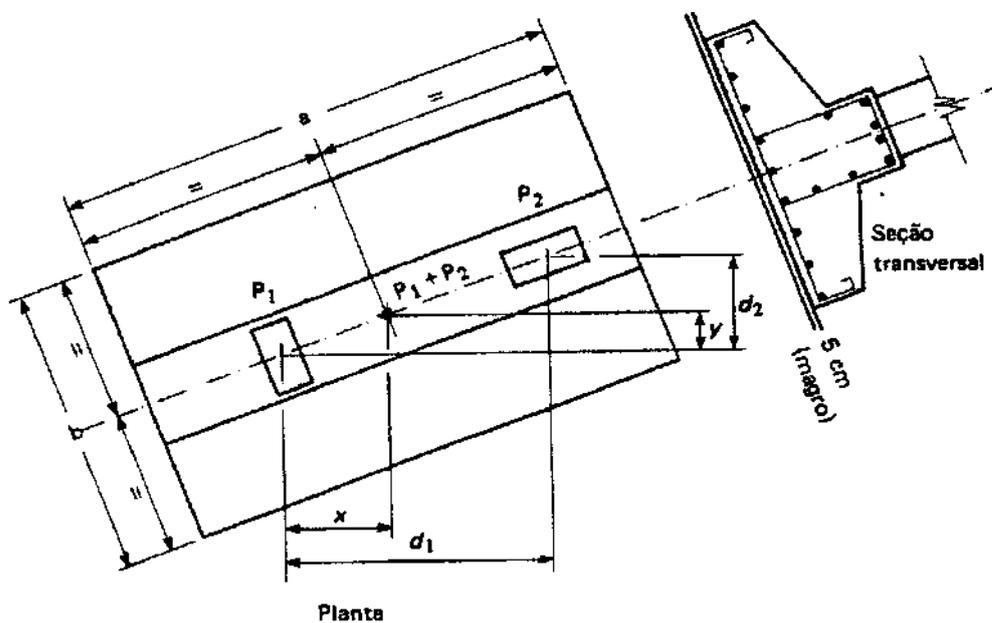


Figura 9.2 – Detalhes de uma sapata associada.

Sapatas com viga Alavanca:

Para o equilíbrio estático deve-se ter:

$$P_1 + P_2 = R_1 + R_2$$

$$P_1 \cdot l = R_1 (l - e)$$

Como a excentricidade (e) é uma incógnita, resolve-se o sistema por tentativas. Adota-se $R_1 = 1,2 P_1$ e calcula-se $A_1 = R_1 / \sigma_{adm}$

Sabe-se que por economia a sapata da divisa deve ter : $b = 2,5a$, portanto:

$$A_1 = a_1 b_1 = 2,5 a_1^2$$

$$a_1 = \sqrt{A_1 / 2,5}$$

Pela figura:

$$e = (a_1 - a_{01}) / 2$$

Com "e" estimado, pode-se calcular R_1' :

$$R_1' = P_1 l / (l - e)$$

Compara-se R_1' com R_1 . Se $R_1' = R_1$, está resolvida a sapata 1. Caso $R_1' \neq R_1$, adota-se R_1' e calcula-se novamente até se obter o valor correto de R_1 e o valor da excentricidade (e). Pode-se então determinar a dimensão b_1 da sapata 1.

Para o cálculo da sapata 2, utiliza-se por segurança, metade do alívio ($R_1 - P_1$). Faz-se, portanto:

$$R_2 = P_2 - (R_1 - P_1) / 2$$

Calculam-se os lados da sapata central

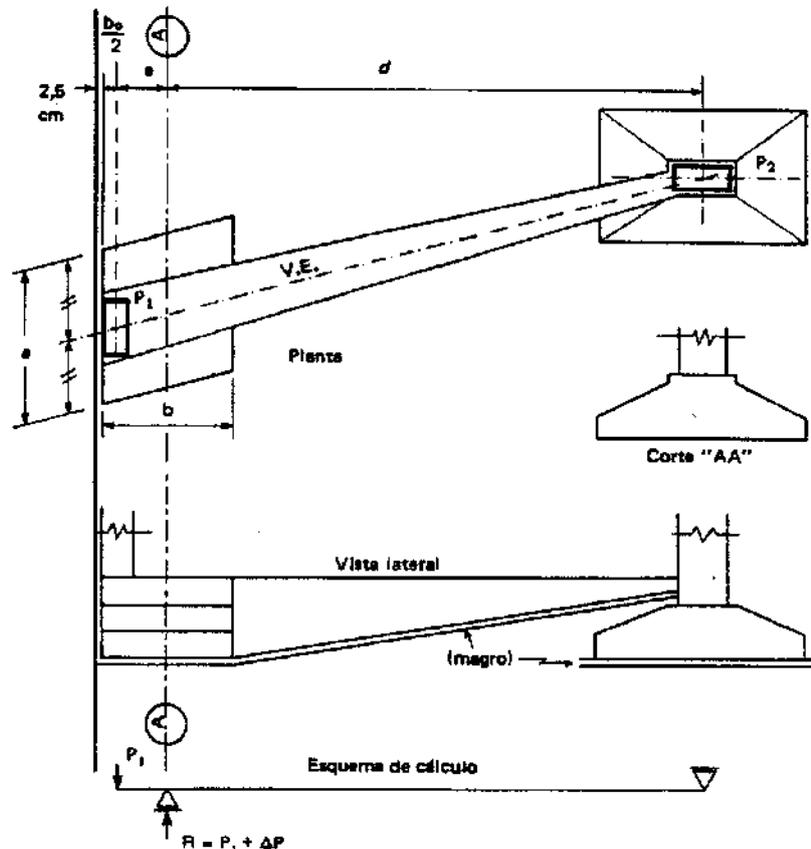


Figura 9.3 – Detalhes de uma sapata alavancada.

9.2 Tubulões

Dimensionamento de um tubulão isolado:

Em primeira aproximação considera-se que o peso próprio do tubulão é suportado pelo atrito lateral e a carga é transmitida ao solo diretamente pela base. Os tubulões, sempre que possível, têm formato circular.

Para dimensionar o fuste:

$$A_f = P / \sigma_{\text{concreto}}$$

$$\pi d_f^2 / 4 = P / \sigma_{\text{concreto}}$$

$$d_f = \sqrt{(4 P / \pi \sigma_{\text{concreto}})}$$

Para dimensionar a base:

$$A_b = P / \sigma_{\text{adm}}$$

$$\pi D_b^2 / 4 = P / \sigma_{\text{adm}}$$

$$D_b = \sqrt{(4 P / \pi \sigma_{\text{adm}})}$$

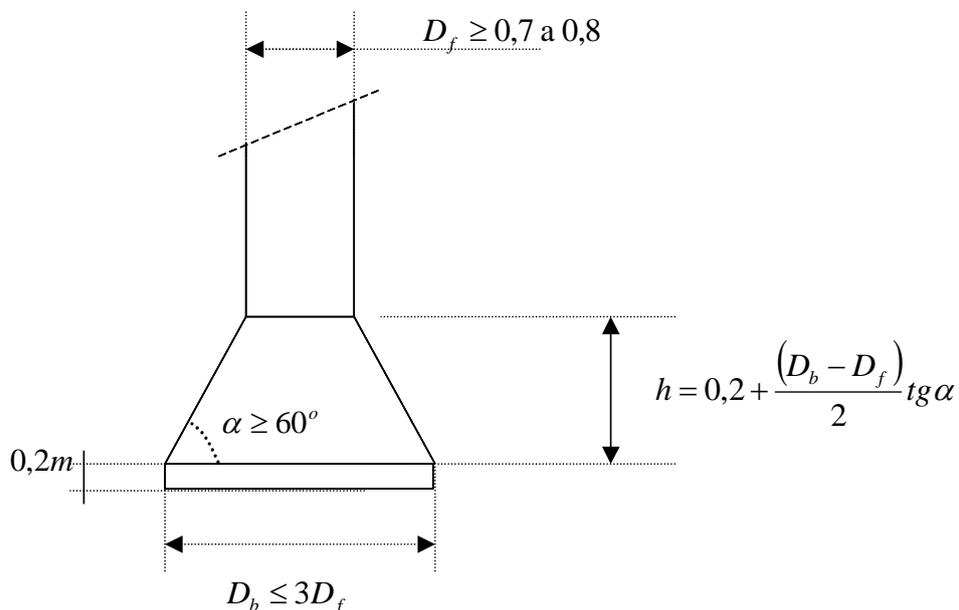


Figura 9.4 – Tubulão isolado.

O fuste do tubulão deve ter no mínimo 70 a 80 cm, para permitir a passagem de um homem. Recomenda-se que o diâmetro da base não ultrapasse o triplo do diâmetro do fuste. O ângulo que a borda da base do tubulão faz com a horizontal (Fig. 12.4) deve

ser no mínimo 60° para evitar ocorrência de tensões de tração na base. A projeção em planta da base do tubulão deve englobar a projeção em planta do pilar e do fuste.

Quando necessário, por problemas de espaço ou em pilares de divisa, pode-se executar tubulões com formato de falsa elipse. Isto ocorre em divisas e devido a interferências. O dimensionamento do fuste é igual ao anterior e o da base é feito lembrando-se que:

$$x D_b + \pi D_b^2 / 4 = A$$

Adota-se o valor de D_b e determina-se o valor de x , lembrando que:

$$A = P / \sigma_{adm}$$

9.3 Estacas

O número ideal de estacas por bloco é aproximadamente três (otimização econômica). Blocos com apenas uma estaca só devem ser utilizados com vigas baldrame nas duas direções para resistir a eventuais momentos trazidos pelo pilar ou oriundos de eventual excentricidade provocada pela cravação (podem ocorrer excentricidades de até 5 cm durante a cravação). Da mesma forma blocos com duas estacas só devem ser utilizados quando há baldrame na direção transversal. Devem ser evitados blocos com mais de seis estacas. A associação de pilares é rara, ocorrendo, por exemplo, em pilares de elevadores.

A Figura 9.5 apresenta alguns modelos de blocos. Em blocos com três estacas as estacas são dispostas normalmente nos vértices de um triângulo equilátero, para quatro estacas nos vértices de um quadrado e assim por diante. Nos blocos das divisas as estacas são colocadas em linha para tentar anular ou pelo menos diminuir a excentricidade. Quando existir excentricidade nos blocos de divisa, devem ser utilizadas vigas alavancas e nestes casos a excentricidade é conhecida a priori.

As distâncias mínimas entre os eixos das estacas (d), entre o eixo da estaca e a do bloco (c), e entre a borda da estaca e a divisa (a) estão apresentadas na Tabela 8.1 para cada tipo de estaca apresentada.

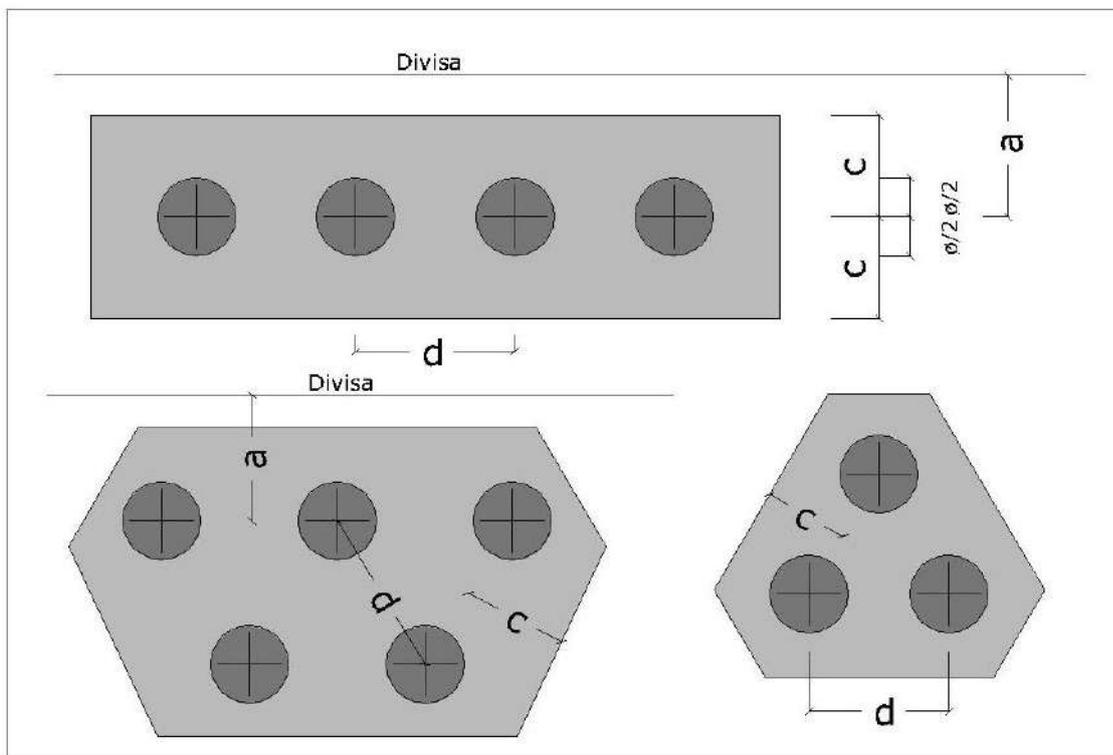


Figura 8.5 – Esquema de disposição das estacas nos blocos.

Detalhes construtivos

O espaçamento mínimo entre os eixos das estacas deve ser igual a 2,5 vezes o diâmetro da estaca, quando esta for pré-moldada e igual a 3 vezes o diâmetro para estacas moldadas “in loco”. A tabela 8.1 já fornece o valor de “d” (espaçamento entre os eixos das estacas) para os vários tipos de estacas apresentados. Este espaçamento é recomendado para permitir a utilização dos equipamentos para a cravação ou a execução das estacas e também para distribuição dos bulbos de tensões.

Deve existir uma distância mínima entre a borda da estaca e a do bloco para permitir o dobramento da armadura do bloco.

A distância mínima entre a borda da estaca e a divisa apresenta restrições variáveis com o tipo de bate estaca ou equipamento a ser utilizado. Além disso, esta distância deve ser sempre maior ou igual à metade do espaçamento usual entre duas estacas para evitar proximidade com eventuais estacas que possam existir no terreno vizinho.

Para proteger o concreto da cabeça da estaca pré-moldada deve-se colocar um coxim de madeira antes da cravação.

Mesmo que a estaca não seja armada deve-se armar a cabeça da estaca para incorporá-la ao bloco.

Comprimento das estacas (Dimensionamento):

O comprimento das estacas deve ser tal que sua capacidade de carga como coluna (área x tensão do concreto) seja igual à capacidade de carga do solo, de modo a não haver desperdício. Se uma estaca for curta demais, sua capacidade de carga como coluna é muito maior que a do solo e ocorrerá ruptura no solo antes de se atingir o limite de carga previsto. Ao contrário, uma estaca comprida demais permite transmitir ao terreno uma carga maior do que ela própria suporta como coluna, e, portanto estará havendo desperdício de material.

Para determinar o comprimento das estacas deve-se conhecer o perfil do solo e as cargas que as estacas poderão suportar. A primeira investigação utilizada é a sondagem. A sondagem fornece a espessura e tipo das várias camadas de solo, o nível d' água e valores de SPT, que são valores utilizados para uma previsão inicial da capacidade de carga dos solos.

Em estacas moldadas “in loco” a previsão do comprimento é usada para definir a execução das mesmas, enquanto nas pré-moldadas encomendam-se as estacas com um determinado comprimento, que deverá ser o mais correto possível.

A forma mais eficiente para confirmar os valores de capacidade de carga da estaca é através de provas de carga, que podem ser realizadas em estacas teste ou após o estaqueamento, para confirmar os valores adotados no projeto.

Existem formulações teóricas, semi-empíricas e empíricas para a determinação do comprimento da estaca. No Brasil os métodos semi-empíricos mais utilizados têm sido: Aoki-Velloso e Decourt-Quaresma. Estes métodos foram desenvolvidos pelos autores que lhes deram os respectivos nomes. Através destes métodos, a capacidade de carga de uma estaca, em determinado subsolo, é obtida de metro em metro, somando-se a contribuição do atrito lateral que é a parcela de carga resistida pelo atrito lateral entre a estaca e o solo até aquela profundidade, com a contribuição da

resistência da ponta da estaca que é a parcela de carga suportada pelo solo que está abaixo da ponta da estaca.

A seguir o método Decourt-Quaresma é apresentado, de forma resumida:

O método Decourt-Quaresma foi desenvolvido com base em provas de carga e ensaios SPT realizados em estacas pré-moldadas. A carga total é determinada como:

$$Q_u = q_p \cdot A_p + q_s \cdot A_s$$

sendo,

- Q_u = carga total
- q_p = carga de ponta
- A_p = área de ponta
- q_s = atrito lateral
- A_s = área lateral da estaca

Calcula-se:

$$q_p = KN$$

sendo,

- K função do solo. Os valores de K são fornecidos pelos autores e estão apresentados na tabela 9.1.

- N é o valor de SPT determinado na sondagem em cada metro

O atrito lateral unitário é determinado através da relação:

$$q_s = 10(N/3 + 1) \text{ kN/m}^2$$

ou

$$q_s = N/3 + 1 \text{ tf/m}^2$$

Tabela 9.1

Tipo de solo	K (kN/m ²)	K (tf/m ²)
Argila	120	12
Silte argiloso	200	20
Silte arenoso	250	25
Areia	400	40

Para estacas escavadas a ruptura física jamais ocorre. O critério de ruptura, utilizados por estes autores, é o convencional, ou seja, a carga correspondente a um deslocamento do topo da estaca de 10% de seu diâmetro para argilas e 30% de seu diâmetro para solos granulares.

Para outros tipos de estacas os autores propõem a utilização de coeficientes de majoração e minoração α e β , função do tipo de solo e do tipo de estaca. Estes coeficientes são fornecidos pelos autores e são introduzidos nas parcelas de resistência de ponta e atrito, alterando a fórmula para:

$$Q_u = \alpha q_p \cdot A_p + \beta q_s \cdot A_s$$

As tabelas 9.2 e 9.3 são fornecidas pelos autores.

Tabela 9.2 - Valores de α

	Escavada em gera	Escavada (bentonítica)	Hélice Contínua	Raiz	Injetada sob alta pressão
Argilas	0.85	0.85	0.30*	0.85*	1*
Solos intermediarios	0.60	0.60	0.30*	0.60*	1*
Areias	0.50	0.50	0.30*	0.50*	1*

*valores orientativos – número

o de dados disponíveis para análise ainda é reduzido

Tabela 9.3 : Valores de β

	Escavada em gera	Escavada (bentonítica)	Hélice Contínua	Raiz	Injetada sob alta pressão
Argilas	0.80	0.90*	1.0*	1.50*	3*
Solos intermediarios	0.65	0.75*	1.0*	1.50*	3*
Areias	0.50	0.60*	1.0*	1.50*	3*

D

ever-se tomar

cuidado ao utilizar fórmulas empíricas ou semi-empíricas, porque elas podem não refletir bem o problema. Ao se determinar o comprimento de uma estaca, devemos atentar para os seguintes aspectos:

- Para um mesmo valor de SPT as estacas com ponta em argila ou silte apresentam capacidade de carga bastante reduzida se comparada àquelas com ponta em areia.
- Valores de SPT altos, mas esporádicos, apenas influenciam discretamente na carga por atrito, desde que a estaca ultrapasse a camada correspondente.
- Mesmo quando já alcançada a capacidade de carga desejada, não se pode parar a estaca numa camada se logo abaixo existir uma camada de solo mole, pois neste caso na camada inferior ocorre uma sensível redução na capacidade de carga.

10.1 Introdução

O recalque por adensamento ocorre em argilas, e pode ser entendido como a deformação lenta de solos argilosos, devido à expulsão da água dos vazios do solo. Esta expulsão é devida a um acréscimo de tensão externa (adensamento primário) ou ao rearranjo interno da estrutura do solo sob uma tensão efetiva constante (adensamento secundário).

No curso só será discutido o adensamento primário que é o responsável, na grande maioria dos casos, pela maior parte do recalque ocorrido nas argilas, durante a vida útil da estrutura que se está considerando.

10.2 Importância do conhecimento do fenômeno

Os recalques por adensamento são os responsáveis por grandes deslocamentos e inclinações que podem ocorrer em estruturas apoiadas acima de camadas de argila mole. Estas deformações chegam a dezenas de centímetros e pode demorar dezenas de anos até que a velocidade de deformação se torne desprezível.

Alguns exemplos clássicos de estruturas que sofreram recalques por adensamento são a Torre de Pisa na Itália e os edifícios altos na orla da praia de Santos, no Brasil.



Figura 10.1 - Edifícios altos da orla de Santos

As cargas aplicadas numa superfície qualquer, se distribuem na massa de solo segundo bulbos de tensões (Fig. 10.2). Se existir uma massa de solo mole compressível (argilas moles) na região atingida pelos bulbos de tensões, deve-se determinar os recalques por adensamento que ocorrerão na camada de solo mole.

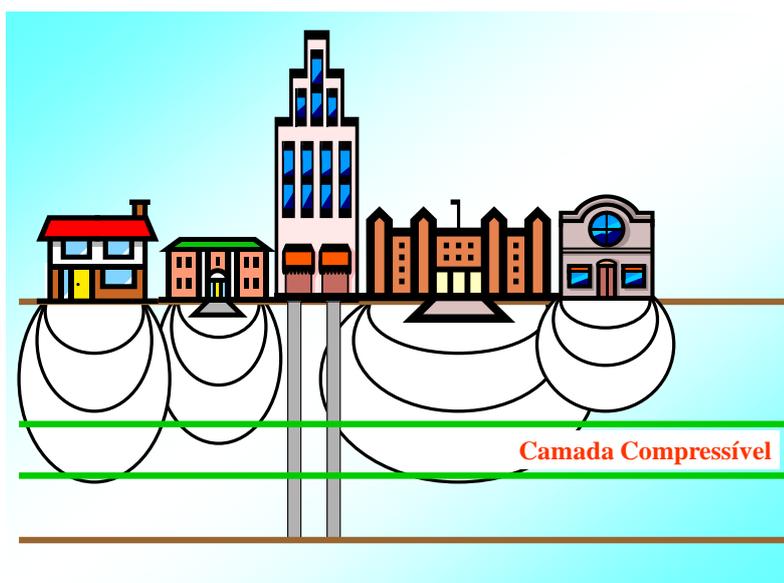


Figura 10.2. Bulbos de tensões

A interferência de bulbos de tensões faz com que o acréscimo de carga seja maior de um lado do edifício do que do outro lado, provocando a inclinação do mesmo.

10.3 Determinação dos recalques por adensamento.

A teoria do adensamento foi desenvolvida por Terzaghi em 1925. O desenvolvimento da teoria foi baseado nas seguintes hipóteses:

1. O solo é homogêneo;
2. O solo é totalmente saturado;
3. As partículas sólidas e a água são praticamente incompressíveis, perante a compressibilidade do solo;
4. O solo é considerado como elementos infinitesimais, apesar de ser constituído de partículas e vazios;
5. A compressão é unidimensional;
6. O fluxo d'água é unidimensional;
7. O fluxo é governado pela lei de Darcy;
8. As propriedades do solo não variam no processo de adensamento;
9. O índice de vazios varia linearmente com o aumento da tensão efetiva durante o processo de adensamento.

Para simular o recalque por adensamento que o solo sofre no campo é feito em laboratório o ensaio de adensamento (figura 10.3), no qual um corpo de prova de tamanho normalizado é carregado sob carga constante durante certo intervalo de tempo, até que a deformação do mesmo mostre tendência à estabilização. Quando o recalque é estabilizado esta carga é dobrada e assim por diante. Para o acompanhamento dos recalques são medidas as alturas do corpo de prova a intervalos de tempo normalizados, que são: 1/8min, 1/4min, 0.5min, 1min, 2min, 4min, 8min, 15min, 30min, 1h, 2hs, 4hs, 8hs e 24hs. A norma recomenda que a carga seja dobrada após 24horas de carregamento, se o desenvolvimento do recalque não for acompanhado através de gráficos durante o ensaio, para determinar a estabilização dos recalques. A execução do ensaio demora em torno de um mês.

Os resultados dos ensaios são colocados num gráfico de índice de vazios (e) em função do logaritmo da tensão efetiva ($\log \sigma'$), conforme mostrado na Fig 10.4. Os valores dos índices de vazios são os correspondentes à altura do corpo de prova no final do adensamento primário para cada tensão aplicada. Esta curva apresenta uma inflexão que corresponde à tensão de pré-adensamento (Fig. 10.4). A tensão de pré-adensamento é a máxima tensão a que o solo já foi submetido e divide o comportamento do solo em elástico e plástico; isto é: para tensões aplicadas inferiores

às de pré-adensamento o solo tem comportamento elástico e para tensões aplicadas maiores que as de pré-adensamento, o comportamento do solo é plástico. Pode ser observado, no gráfico, que quando as tensões são inferiores às de pré-adensamento a deformação do solo (curva inicial do ensaio) é muito pequena, porém para tensões maiores que as de pré-adensamento, as deformações são muito maiores para um dado acréscimo de tensão.

As curvas (Fig. 10.4) são aproximadas por duas retas, nas quais são determinados os coeficientes angulares, que são chamados respectivamente de coeficiente de recompressão (C_r) e coeficiente de compressão (C_c). Pode ser observado que no trecho de compressão (acima da tensão de pré-adensamento) a curva se aproxima muito a uma reta e como este trecho é o que representa as tensões nunca antes sofridas pelo solo este trecho é chamado de trecho de compressão virgem ou reta virgem. Tomando-se dois pontos nestas curvas, determinam-se os coeficientes C_r (primeira parte da curva) e C_c (trecho de compressão virgem).

Quando o solo é descarregado tem-se uma terceira curva, que corresponde ao trecho de expansão. Esta parte da curva é aproximadamente paralela à curva de recompressão, e define o coeficiente de expansão. O coeficiente de expansão é normalmente considerado igual ao de recompressão; em geral o valor é aproximadamente 10% do valor do coeficiente de compressão.

Compressão Uni-Dimensional - Ensaio de Adensamento

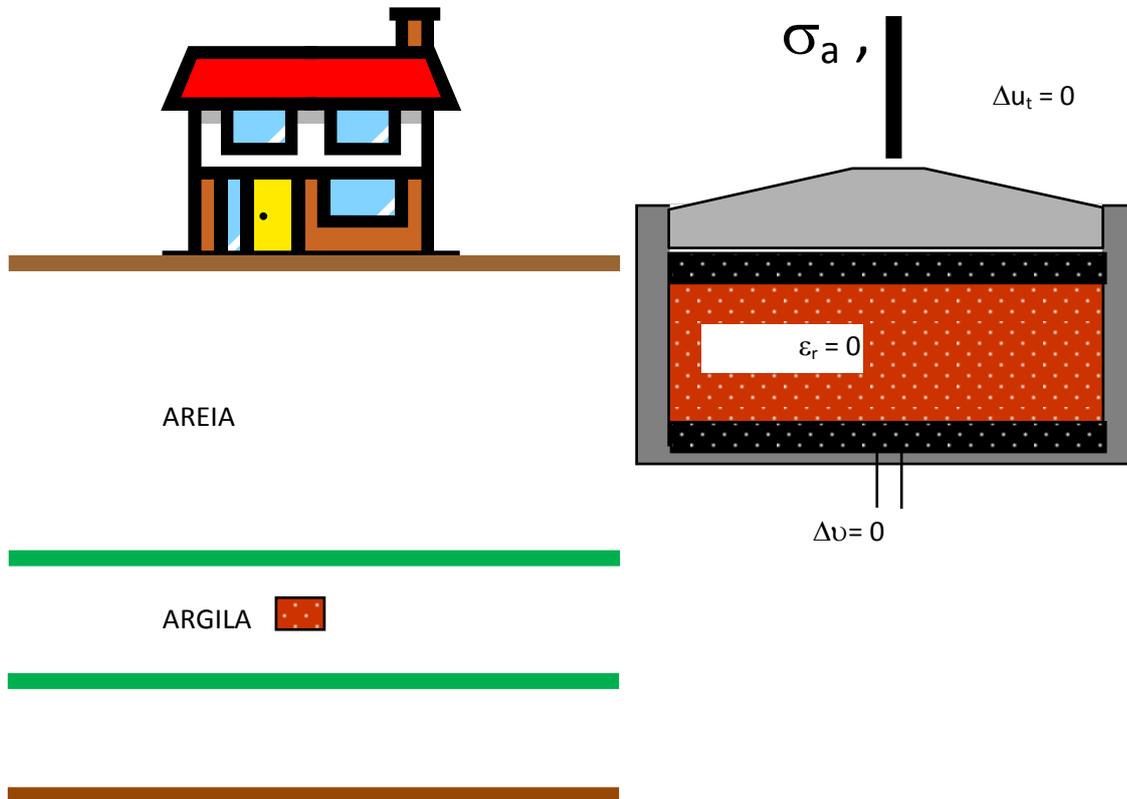
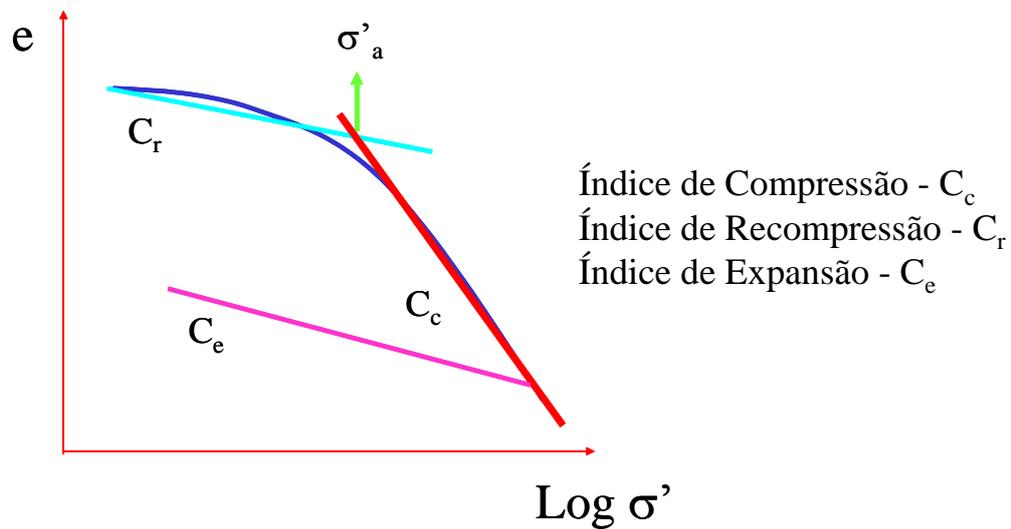


Figura 10.3. Retirada de amostra e montagem do ensaio de adensamento



$$\rho = \frac{H_1}{1 + e_1} \left[C_r \log\left(\frac{\sigma'_a}{\sigma'_i}\right) + C_c \log\left(\frac{\sigma'_f}{\sigma'_a}\right) \right]$$

Figura 10.4. Curva de adensamento

Terzaghi admitiu um comportamento elástico para o solo e determinou o recalque que ocorre por adensamento utilizando um modelo simplificado. No esquema hipotético, apresentado a seguir, no qual os sólidos do solo são separados da água, podem-se determinar as seguintes relações:

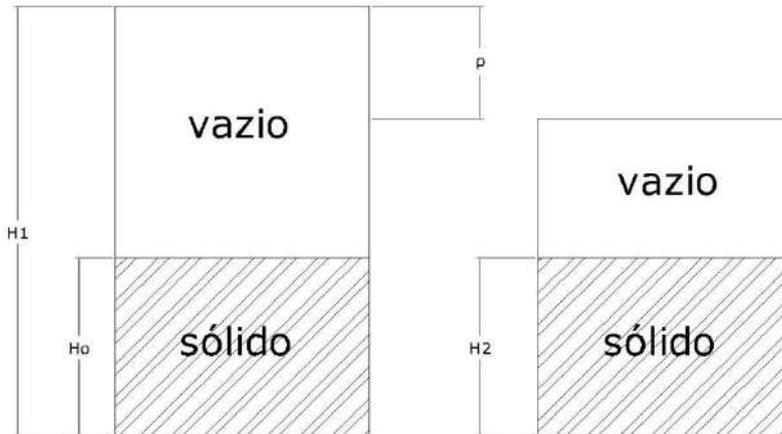


Figura 10.5 – Índices físicos no ensaio de adensamento

Com estas relações pode-se determinar os recalques:

$$\rho = H_1 - H_2$$

$$\rho = H_o (1 + e_1 - 1 - e_2)$$

$$\rho = H_o (e_1 - e_2)$$

$$H_o = \frac{H_1}{1 + e_1}$$

$$\rho = \frac{H_1}{1 + e_1} (\Delta e)$$

10.4 Tempo de adensamento

Para a determinação do tempo necessário para a ocorrência de recalque, Terzaghi associou o recalque por adensamento à deformação que ocorre numa mola, dentro de uma caixa cheia d'água, conforme apresentada na Fig. 10.6. A mola representa a estrutura do solo e a água, a água existente entre as partículas de solo.

Quando o solo é carregado, todo o acréscimo de carga é suportado pela água, que é menos compressível do que as partículas do solo, gerando um acréscimo de pressão neutra que é chamado de sobrepressão neutra. À medida que o acréscimo de carga é transferido para a estrutura do solo, o recalque se desenvolve e a sobrepressão neutra é dissipada. O recalque que ocorre desta forma é chamado de recalque primário

e teoricamente demoraria um tempo infinito para acabar. Determinam-se os tempos necessários para ocorrer diferentes porcentagens de recalque, ou, o recalque que ocorre para certo intervalo de tempo. O recalque começa a se desenvolver com certa velocidade, que diminui ao longo do tempo. Para fins de projeto de engenharia trabalha-se com o tempo necessário para a ocorrência de 95% de recalque e admite-se que este é o final do adensamento primário.

A porcentagem de recalques "U" é definida como a relação entre o recalque ocorrido até o instante t e o recalque total.

O fator tempo T é definido como um adimensional do tempo:

$$T = \frac{C_v t}{H_d^2}$$

sendo:

t = tempo

C_v = coeficiente de adensamento

H_d = altura de drenagem

O coeficiente de adensamento foi definido como:

$$C_v = \frac{k(1+e)}{a_v \gamma_w}$$

onde

$$a_v = \frac{\Delta e}{\Delta \sigma}$$

k = permeabilidade

e = índice de vazios

O coeficiente de adensamento é determinado através de ensaios de laboratório, ou no campo, utilizando-se piezômetros ou marcos de recalque.

Para relacionar o fator tempo com a porcentagem de recalques ocorridos, utiliza-se a solução da equação de adensamento representada graficamente ou em tabelas.

Pode-se também utilizar duas equações empíricas:

$$T = (\pi/4) U^2 \quad \text{quando } U < 0,6 \text{ (60\%)} \text{ e}$$

$$T = -0,933 \log(1-U) - 0,085 \quad \text{quando } U > 0,6 \text{ (60\%)}$$

O cálculo dos recalques por adensamento e a teoria de adensamento encontram-se detalhados nos capítulos 9 e 10 do livro Curso Básico de Mecânica dos Solos de Carlos de Sousa Pinto.

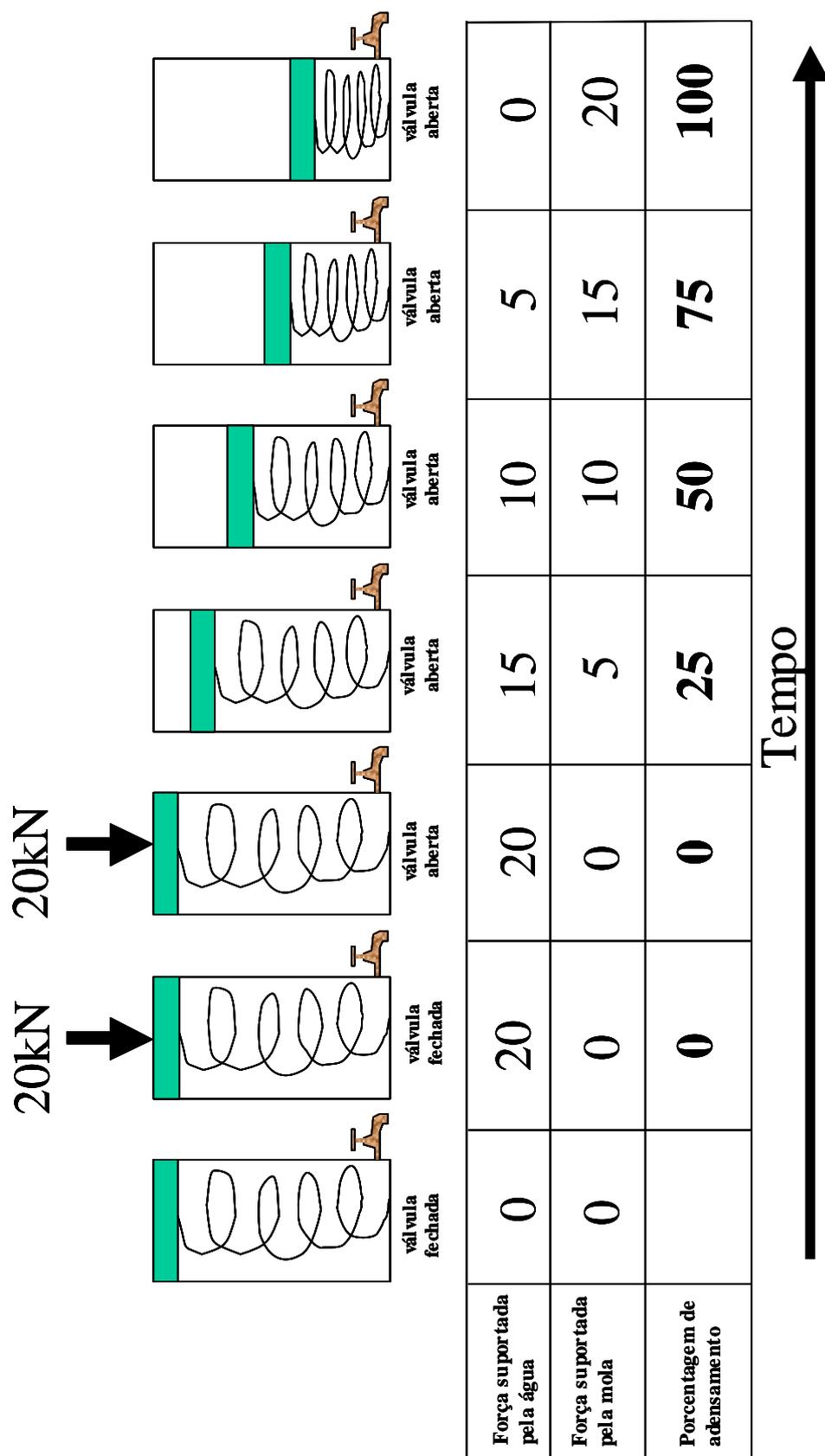


Figura
10.6- Modelo físico do Processo de Adensamento

Resistência ao Cisalhamento

11.1 Introdução

O solo em geral, rompe por cisalhamento. Escorregamentos de taludes e ruptura de fundações (Fig.9.1) são exemplos de ruptura por cisalhamento.

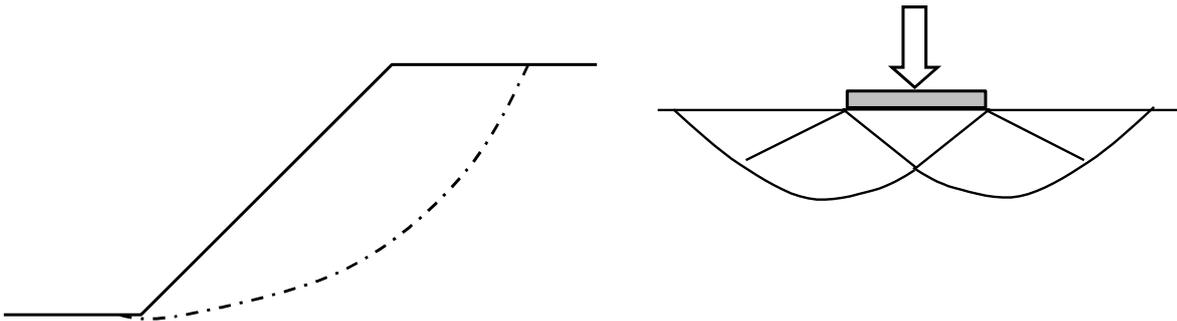


Figura 11.1 – Exemplos de ruptura por cisalhamento

A resistência ao cisalhamento dos solos é composta por duas parcelas: atrito e coesão.

Primeiramente será discutido apenas o atrito. Suponha um bloco com peso N sendo empurrado por uma pessoa conforme mostrado na Figura 11.2. Para deslocar o bloco a Força horizontal F deverá ser maior que a força de atrito entre o bloco e o peso:

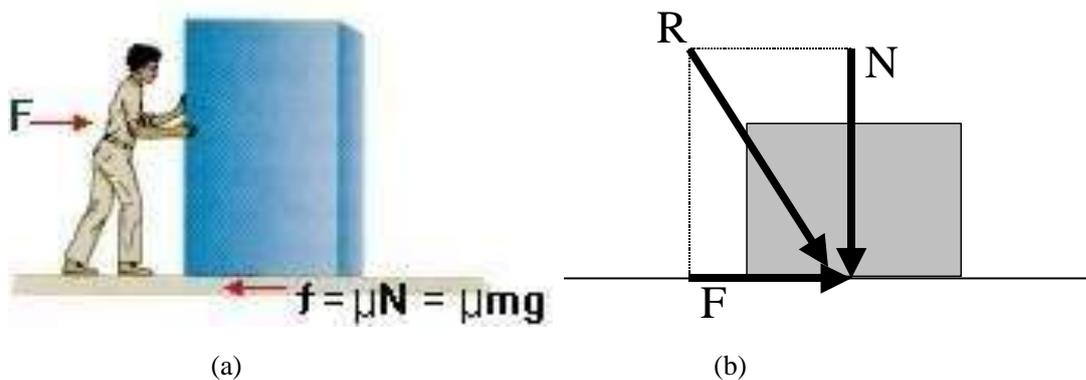


Figura 11.2 – Atrito de um bloco

$$F = \mu N \quad (1)$$

Sendo μ o coeficiente de atrito.

Observando os componentes das forças na Fig.11.2b, percebe-se que o ângulo φ relaciona a tensão normal com a força necessária para mover o bloco:

$$F = N \operatorname{tg} \varphi \quad (2)$$

Sendo φ o ângulo de atrito.

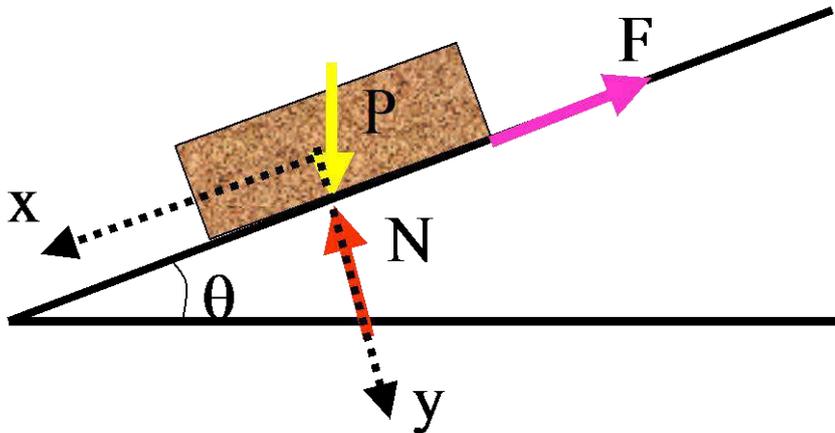


Figura 11.3 – Bloco em um plano inclinado

Suponha um bloco com peso P colocado sobre um plano cuja inclinação pode ser variada (Fig.11.3). Se o bloco iniciar na posição horizontal ($\theta = 0^\circ$) e o plano for inclinado gradativamente, haverá uma inclinação na qual o bloco começará a ser mover. Este ângulo θ é o próprio valor do ângulo de atrito entre a superfície do plano e a do bloco. Se essa mesma experiência for repetida com outros blocos, com diferentes pesos, o ângulo medido será o mesmo. Isto ocorre porque o ângulo de atrito não depende da componente normal. Portanto, a relação entre a força tangencial e a força normal pode ser representada por uma reta (Fig.11.4), cujo ângulo é o próprio ângulo de atrito.

O ângulo de atrito dos solos é similar ao conceito de atrito entre os corpos. Porém, nos solos as forças são transmitidas grão a grão.

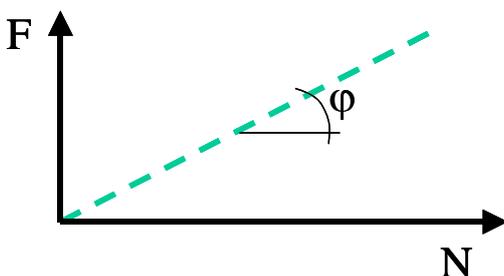


Figura 11.4 – Relação entre força de atrito e peso do bloco

Os grãos rolam uns sobre os outros, podendo ainda haver embricamento entre eles.

Quando as partículas dos solos estão cimentadas eles apresentam coesão. A coesão é uma resistência que independe da tensão normal. As areias puras não apresentam coesão ($c=0$) e nos solos sedimentares a contribuição da coesão na resistência é muito pequena.

Nos solos o critério de ruptura mais usado é o de Mohr-Columb, dado pela expressão:

$$\sigma = c' + \tau' \operatorname{tg} \phi' \quad (3)$$

sendo:

τ - tensão cisalhante

c' - coesão efetiva

τ' - tensão normal efetiva

ϕ' - ângulo de atrito efetivo.

A expressão (3) é similar à expressão (2) quando o solo não apresenta coesão, porém, em termos de tensão invés de força.

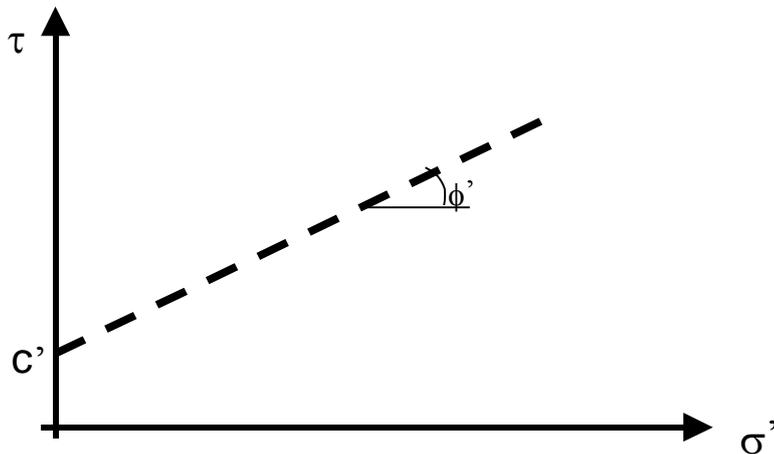


Figura 11.5 – Envoltória de resistência para solos

11.2 Determinação da Resistência dos Solos

Existem vários ensaios de laboratório para determinar a resistência ao cisalhamento do solo. Os mais comuns são os ensaios de cisalhamento direto e o triaxial. A execução e a interpretação dos ensaios triaxiais são complexos e não serão discutidos neste curso; detalhes mais completos podem ser encontrados em Pinto (2000).

O ensaio de cisalhamento direto é muito simples e eficaz; seu funcionamento é similar ao exemplo mostrado na Fig. 11.2. Uma amostra de solo é colocada numa caixa (Fig.11.6-a), composta por duas partes, uma fixa e a outra móvel. Aplica-se uma força vertical N sobre a amostra que adensa sem deformação lateral. Em seguida aplica-se uma força tangencial F que será responsável pelo cisalhamento da caixa.

O ensaio é realizado com velocidade de cisalhamento constante na metade móvel da Caixa. A tensão normal N permanece constante, o deslocamento horizontal (Δh) aumenta impulsionando por um motor e se mede a força tangencial e o deslocamento vertical (Δv).

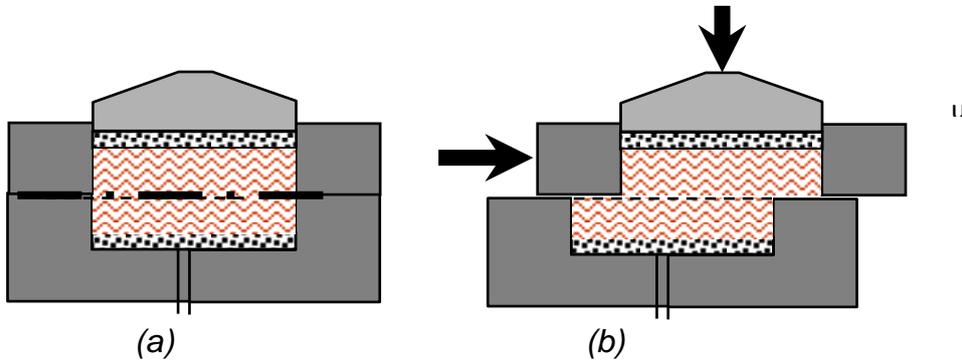


Figura 11.6 – Esquema do ensaio de cisalhamento direto

A tensão cisalhante será:

$$\tau = \frac{F}{A}$$

e a tensão normal será:

$$\sigma = \frac{N}{A}$$

Para definir a envoltória de resistência é preciso realizar vários ensaios com diferentes tensões normais. A Figura 11.7 mostra como os resultados dos ensaios são utilizados para obter a envoltória de resistência.

A tensão de cisalhamento (τ) usada para definir a envoltória é o Máximo valor da curva $\tau \times \delta h$.

Em geral o solo comprime durante o cisalhamento (curvas 2 e 3 da fig. 11.7-c), porém, areias compactas e argilas sobre-adensadas podem apresentar comportamento dilatante (curva 1 da Fig 11.7c).

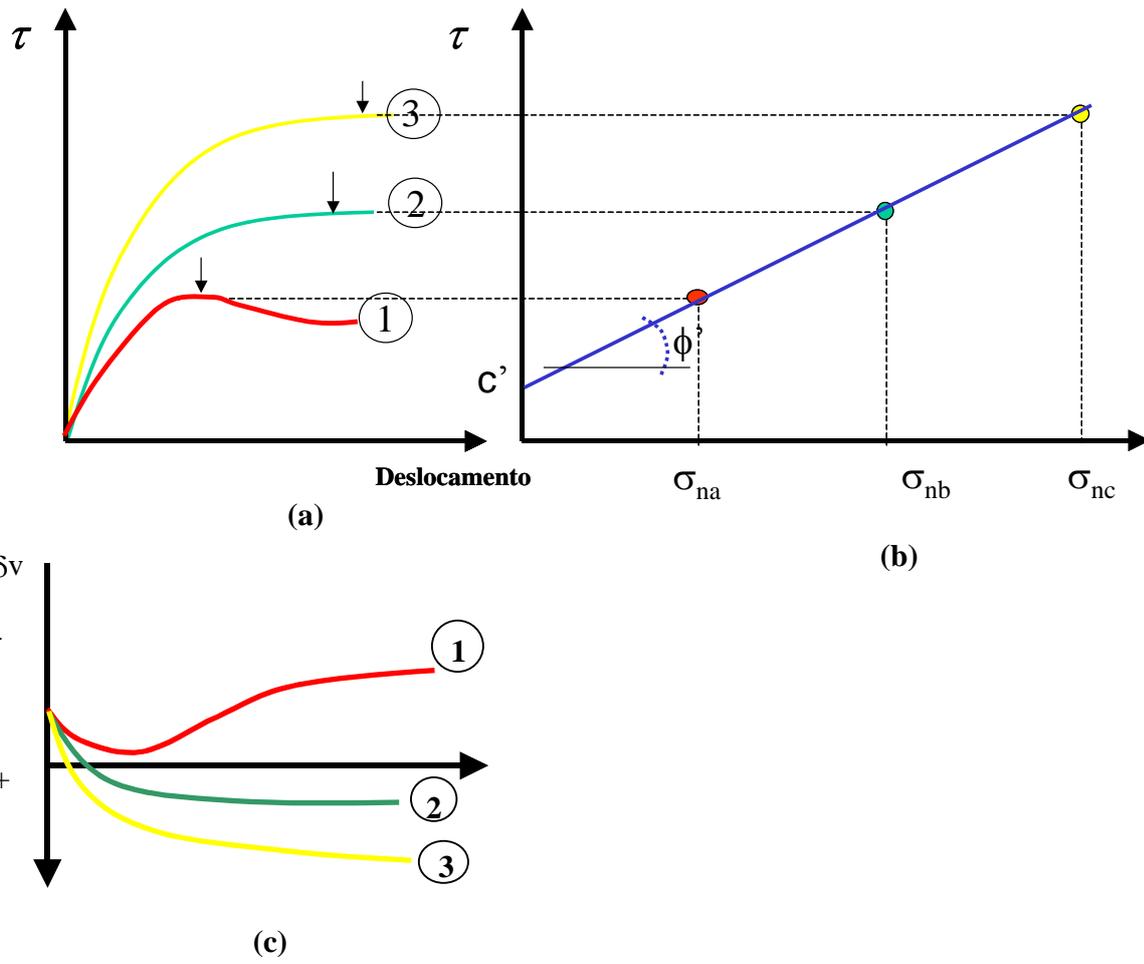


Figura 11.7 – Comportamento de solos ensaiados em cisalhamento direto

Estabilidade de taludes**12.1 Introdução**

O estudo da estabilidade de taludes trata da verificação da segurança de taludes, encostas naturais, aterro, barragens.

Os movimentos que ocorrem nas encostas são classificados em:

Tabela 14.1 – movimentos em encostas

escoamento	rastejo corridas
escorregamento	rotacional translacional
quedas	

Os rastejos (ou "creep") são movimentos lentos e contínuos que são acelerados com a chuva. Os rastejos não causam desastres e somente causam danos quando as construções são realizadas sobre a massa instável. Ao contrario do rastejo, corrida é um movimento extremamente rápido e de comportamento hidrodinâmico. Na corrida o material perde atrito e passa a se comportar como fluido. Existem corridas de lama, terra e detritos. Este último também é conhecido como "Debris flow" e é composto por solo, fragmentos de rocha, resto vegetal, árvores. As quedas são movimentos de queda livre de blocos ou lascas de rocha.

Os problemas mais comuns e freqüentes nos taludes e encostas naturais são causados por escorregamentos. Os escorregamentos apresentam uma superfície de ruptura bem definida, por onde o solo desliza. Os escorregamentos são subdivididos em dois tipos: os rotacionais e os translacionais. Os escorregamentos rotacionais apresentam uma forma circular (Fig.14.1-a) na qual o centro de gravidade da massa instável é arremetido para fora do talude durante o movimento. Os escorregamentos translacionais (Fig.12.1-b) têm um formato de tabuleiro e a massa instável desliza segundo um movimento de translação.

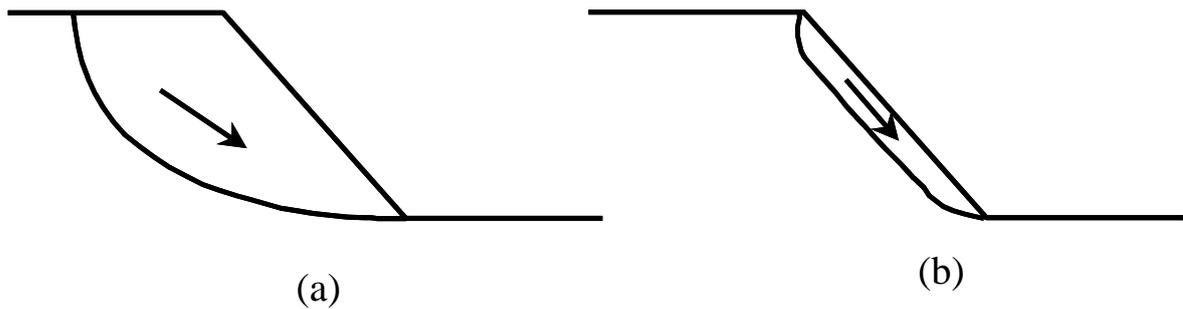


Figura 12.1 – Escorregamentos

Os escorregamentos são causados por diminuição de resistência do solo (intempestivos, aumento de poro-pressão, redução da sucção) ou por aumento das tensões cisalhantes (mudanças na geometria, como cortes e aterros na crista do talude). A chuva é um dos principais agentes e causadores de escorregamentos.

A estabilidade de um talude pode ser avaliada por um fator de segurança. O Fator de segurança é a relação entre as forças (ou momentos) estabilizantes e instabilizantes. Portanto, quando ocorre um escorregamento o fator de segurança é igual a 1. Obras de aterros e cortes tem que ser construídos com fatores de segurança adequado.

O fator de segurança varia com o tempo, pois o talude esta sujeito às variações ambientais, modificações morfológicas e a ação antrópica.

A solução matemática mais simples é para o caso de talude infinito. Talude infinito é formado por uma camada de solo com espessura constante e que se estende indefinidamente na direção do escorregamento e também perpendicularmente na direção lateral (Fig.12.2).

O fator de segurança é obtido pelo equilíbrio das forças mostradas na Fig.12.2, chegando a:

$$F = \frac{c' + (\gamma H \cos^2 \alpha - u) \tan \phi}{\gamma H \sin \alpha \cos \alpha}$$

Sendo:

c' – coesão;

ϕ' ângulo de atrito

γ - peso específico

u poro pressão

H – profundidade da camada

α - inclinação do talude

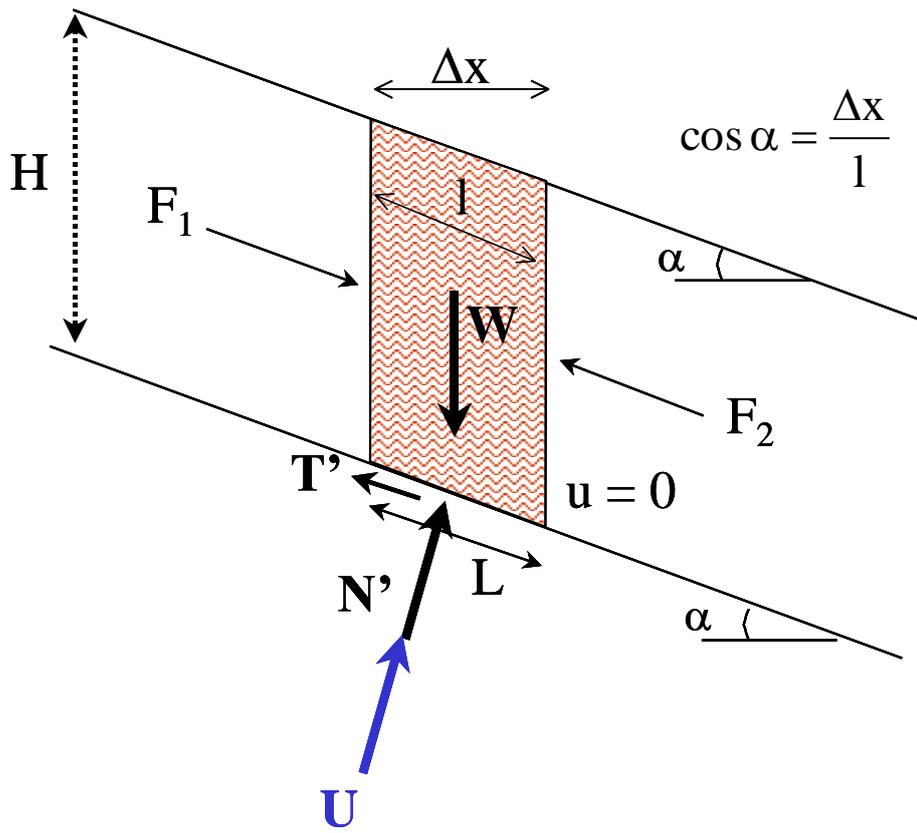


Figura 12.2 – Esquema de talude infinito

12.2 Influência da Água

Em um caso particular de solo seco e material não coesivo ($\mu=0$ e $c'=0$) a expressão é reduzida para:

$$F = \frac{\operatorname{tg} \phi}{\operatorname{tg} \alpha}$$

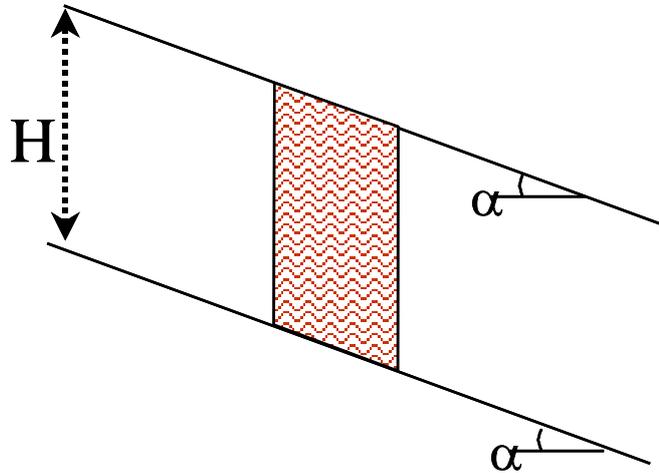


Figura 12..3 – solo seco e material não coesivo.

Quando o fluxo for paralelo ao talude a poro pressão é dada por:

$$\mu = \gamma_w H \cos^2 \alpha$$

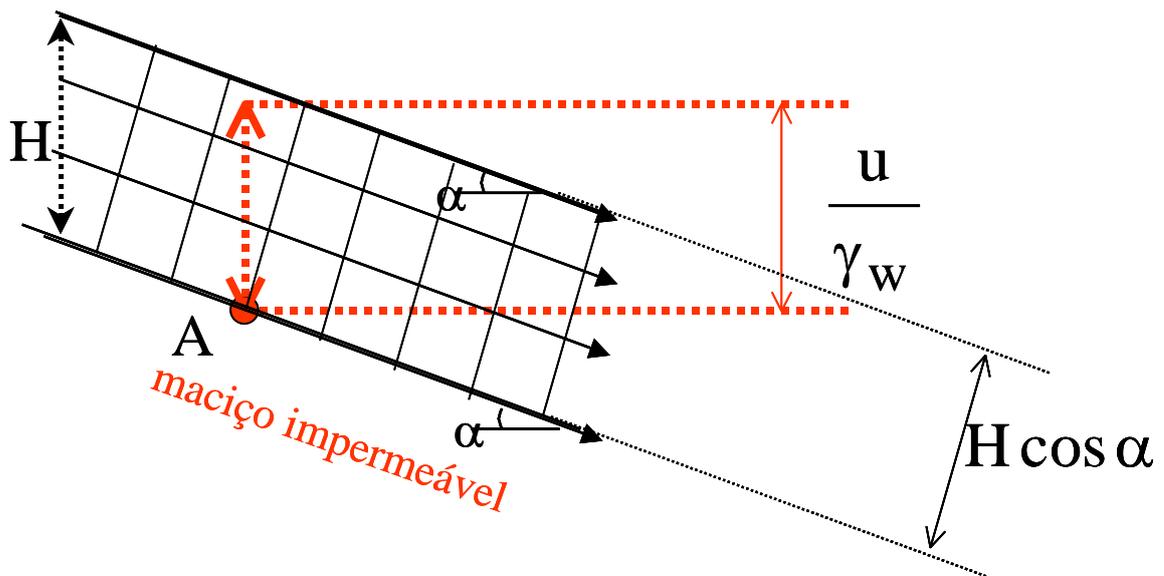


Figura 12..4 – fluxo paralelo ao talude.

sendo γ_w a peso específico de água ($\gamma_w=10 \text{ kN/m}^3$).

Quando o fluxo é vertical as equipotenciais são horizontais, por isso não gera poro pressão ($u=0$).

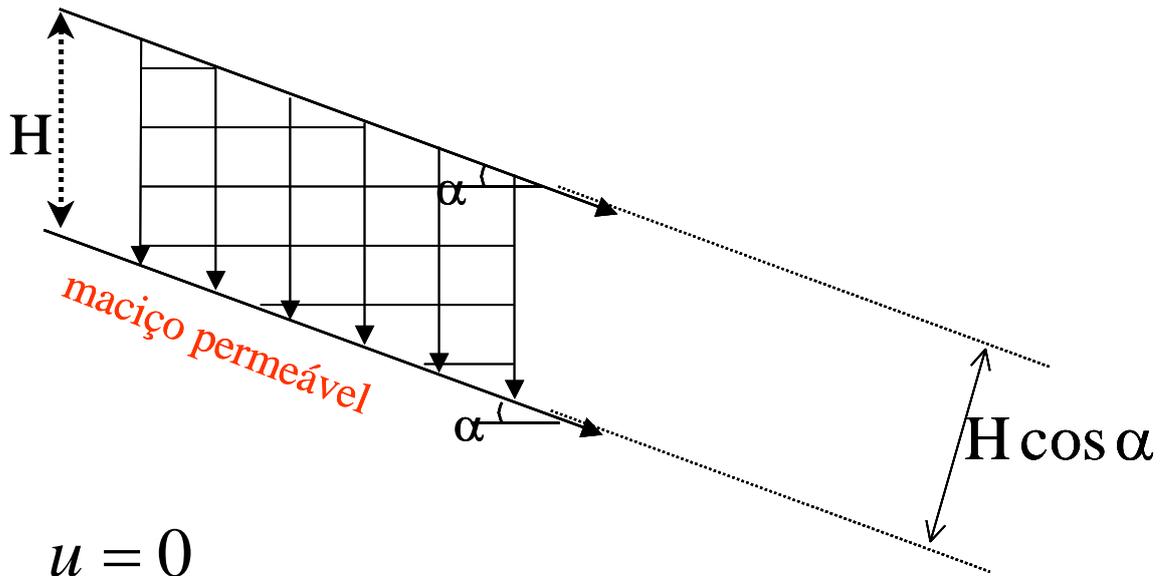


Figura 12.5 – fluxo vertical.

Se o fluxo fosse horizontal a pressão de água, seria igual a altura de água no talude:

$$\mu = \gamma_w H_w$$

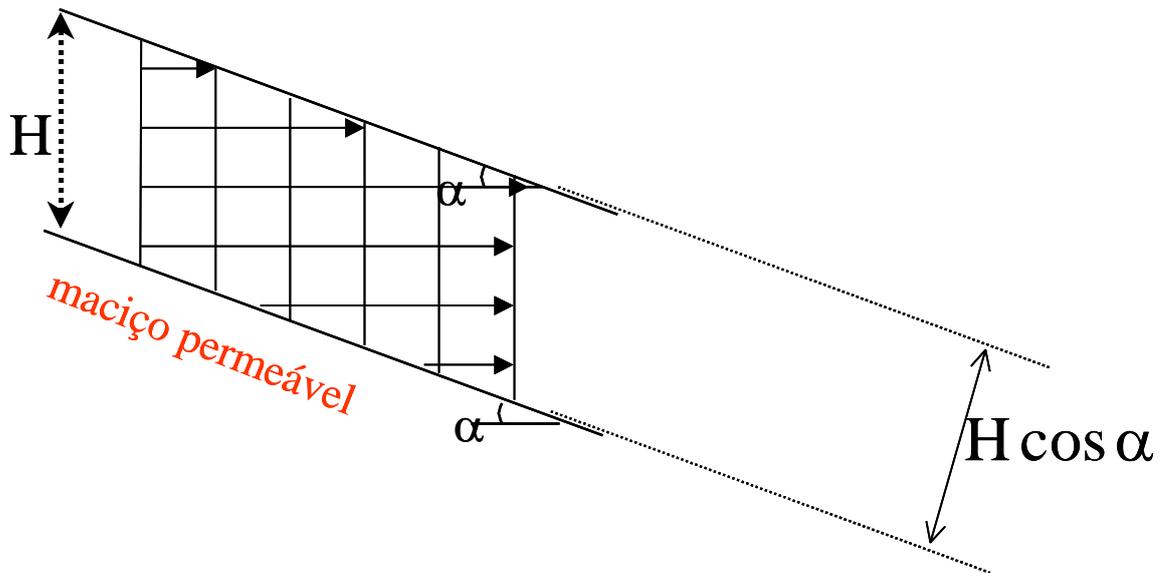


Figura 12.6 – fluxo horizontal à pressão de água.

O cálculo de estabilidade de talude para o caso de escorregamento rotacional (Fig. 12.7) é realizado pelo método de equilíbrio limite. Admite-se uma superfície circular com centro fora de talude e um determinado raio (R). O bloco que escorrega é dividido em lamelas.

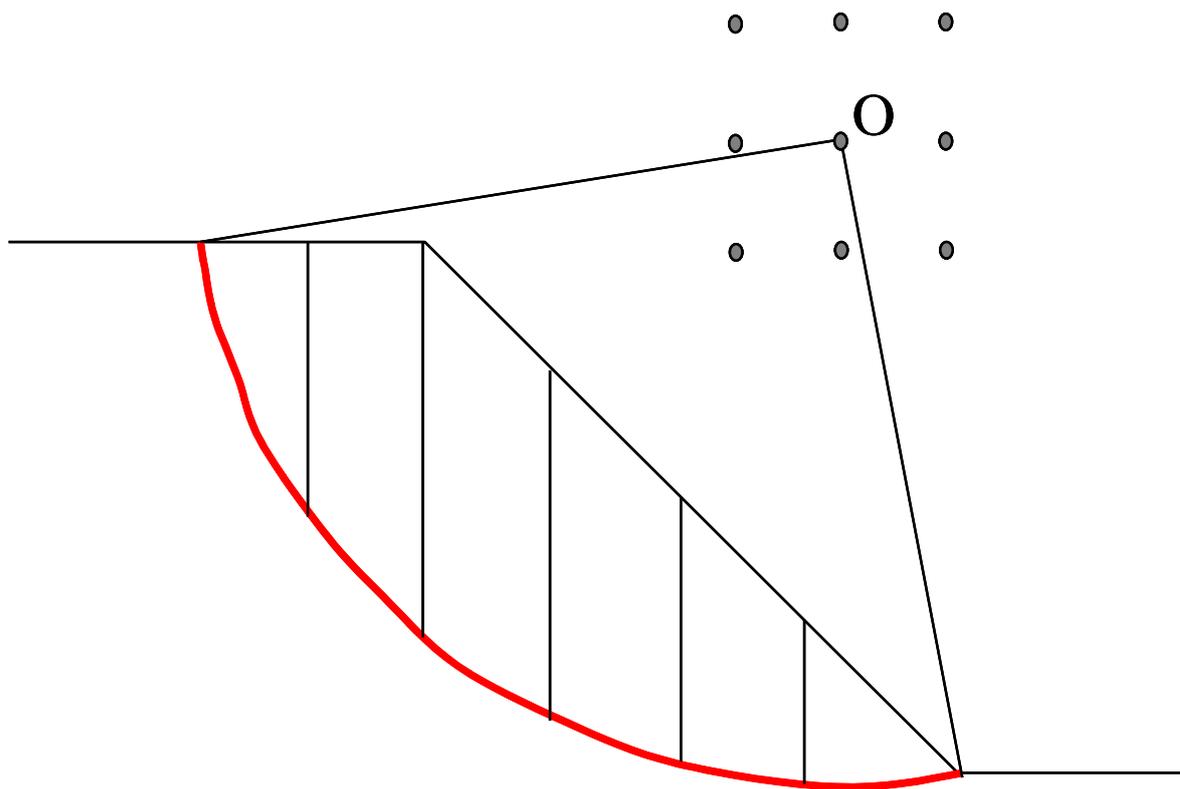


Figura 12.7 – Escorregamento rotacional.

12.3 Ábacos de Hoek e Bray

Nos ábacos de ruptura circular, elaborados por Hoek & Bray (1977) foi prevista a formação de trincas de tração e também diferentes padrões de fluxo. Os ábacos são numerados de 1 a 5 e correspondem a diferentes condições de fluxo. Para se determinar o fator de segurança de um talude deve-se seguir os passos abaixo.

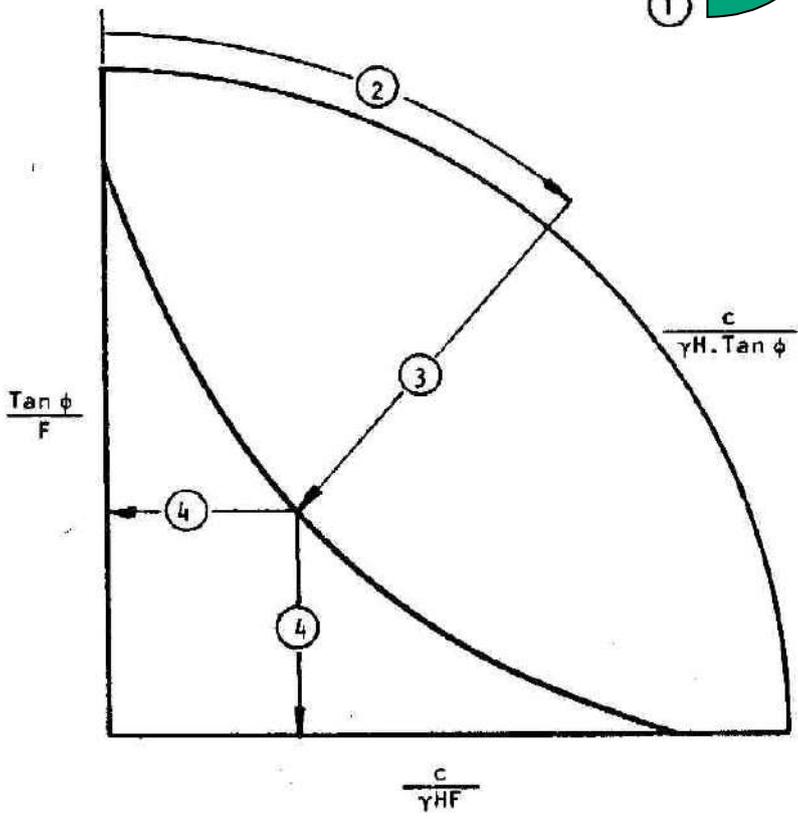
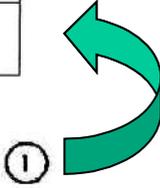
1. Escolhe-se a condição de fluxo que imagina-se ser aquela que representa o talude em questão.

2. Calcula-se o valor da relação adimensional $c/(\gamma H \tan \phi)$ e encontra-se este valor na escala do círculo exterior do ábaco.

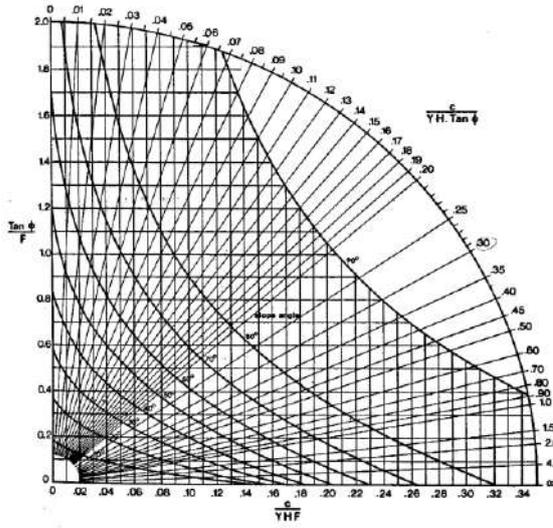
3. Segue-se a linha radial a partir do valor encontrado no passo 2 até sua intercessão com a curva que corresponde ao ângulo do talude considerado.

4. Encontra-se o valor de $\tan \phi / F$ or $c/(\gamma HF)$, dependendo qual será o mais conveniente e calcule-se o fator de segurança, F .

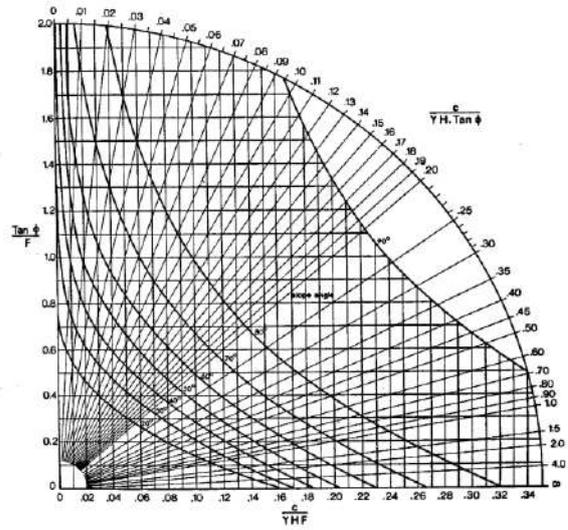
GROUNDWATER FLOW CONDITIONS	CHART NUMBER
FINELY GRAINED SOILS	1
SURFACE WATER 0.5 SLOPE HEIGHT BEHIND TOE OF SLOPE	2
SURFACE WATER 1.0 SLOPE HEIGHT BEHIND TOE OF SLOPE	3
SURFACE WATER 2.0 SLOPE HEIGHT BEHIND TOE OF SLOPE	4
SATURATED SOILS SUBJECT TO RAINY SURFACE RUNOFF	5



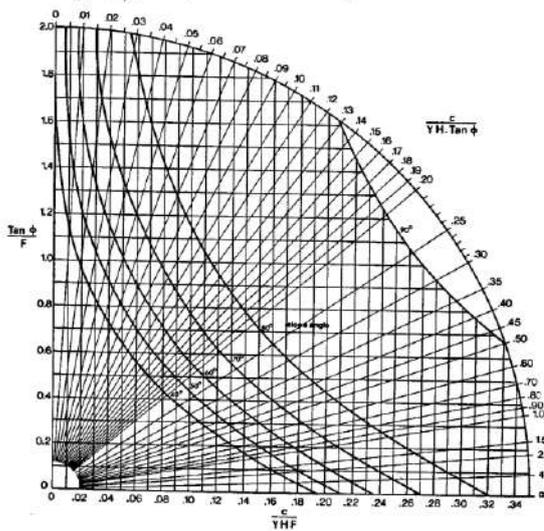
CIRCULAR FAILURE CHART NUMBER 1



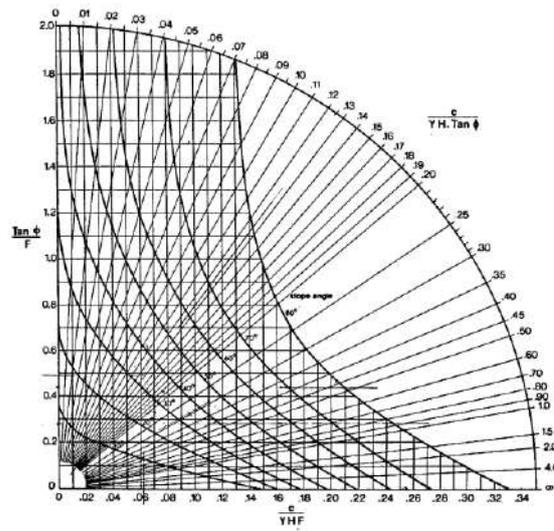
CIRCULAR FAILURE CHART NUMBER 3



CIRCULAR FAILURE CHART NUMBER 4



CIRCULAR FAILURE CHART NUMBER 5



Teoria do equilíbrio plástico dos maciços da Terra

13.1 Empuxos ativos, passivos e em repouso

A figura 13.1 apresenta um terreno de superfície horizontal, no qual será feito um corte transversal, segundo uma linha AA. O equilíbrio plástico pode ser compreendido da forma seguinte:

Se for removida totalmente a parte do maciço à esquerda de AA e em seu lugar for colocado um anteparo, podem ocorrer três situações:

1. O anteparo não se desloca. Diz-se que o solo está em repouso. As tensões horizontais e verticais em cada profundidade não se alteram, conservando a relação:

$$\sigma'_h = k_0 \sigma'_v$$

onde k_0 é o coeficiente de empuxo em repouso.

Neste caso o solo não se plastifica, pois não há deslocamento.

2. O anteparo se desloca para a esquerda. Ocorre um alívio das tensões horizontais até que estas atinjam o valor limite “pa”. As tensões ativas “pa” agem no sentido dos deslocamentos que as provocam. O valor mínimo “pa” é o empuxo ativo.

3. O anteparo se desloca para a direita. Ocorre um acréscimo das tensões horizontais do maciço. Estas tensões aumentam até o valor máximo “pp” que é o empuxo passivo. As tensões passivas “pp” agem no sentido contrário ao dos deslocamentos que as provocam.

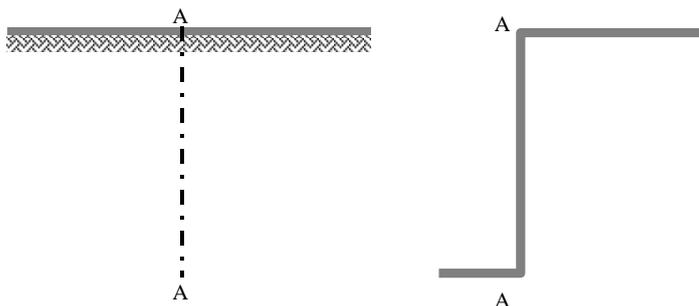


Figura 13.1 – Terreno de superfície horizontal

13.2 Teoria de Rankine.

Rankine (1857) apresentou sua teoria para cálculo dos empuxos, a qual, em princípio admitia o caso particular de terrapleno horizontal, material não coesivo, ausência de atrito entre o maciço e o muro (muro liso), ausência de água.

Rankine chegou às seguintes expressões:

A) para o empuxo ativo, em solos sem coesão ($c=0$) e com nível d'água abaixo do ponto considerado.

$e_a = k_a \gamma z$, onde:

$$k_a = \frac{1 - \operatorname{sen} \varphi}{1 + \operatorname{sen} \varphi} \quad (k_a = \text{coeficiente de empuxo ativo})$$

φ = ângulo de atrito interno do solo

γ = peso específico natural do solo

z = profundidade do ponto onde está sendo calculado p_a .

O valor das tensões crescem lineamente com a profundidade e portanto a resultante do empuxo

ativo será: $E_a = \frac{k_a \gamma z^2}{2}$.

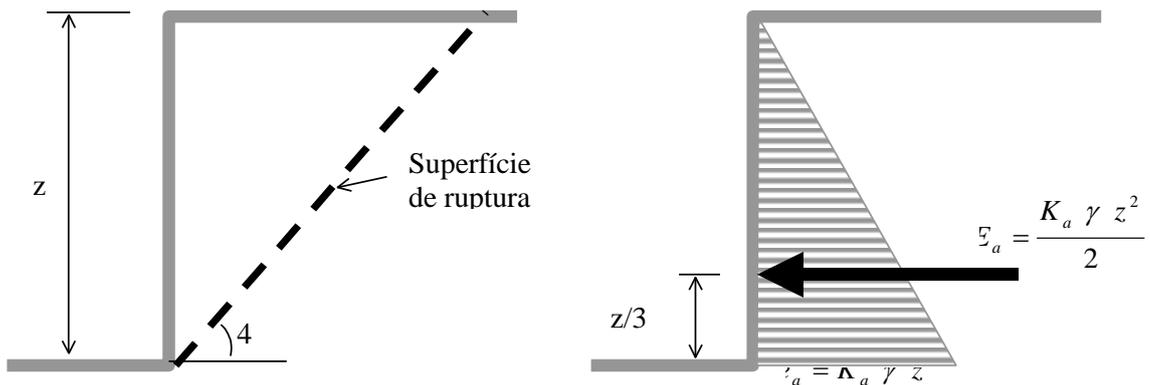


Figura 13.2. Diagrama de empuxo ativo.

B) para o empuxo passivo, em solos sem coesão ($c=0$) e com nível d'água abaixo do ponto considerado:

$e_p = k_p \gamma z$, onde:

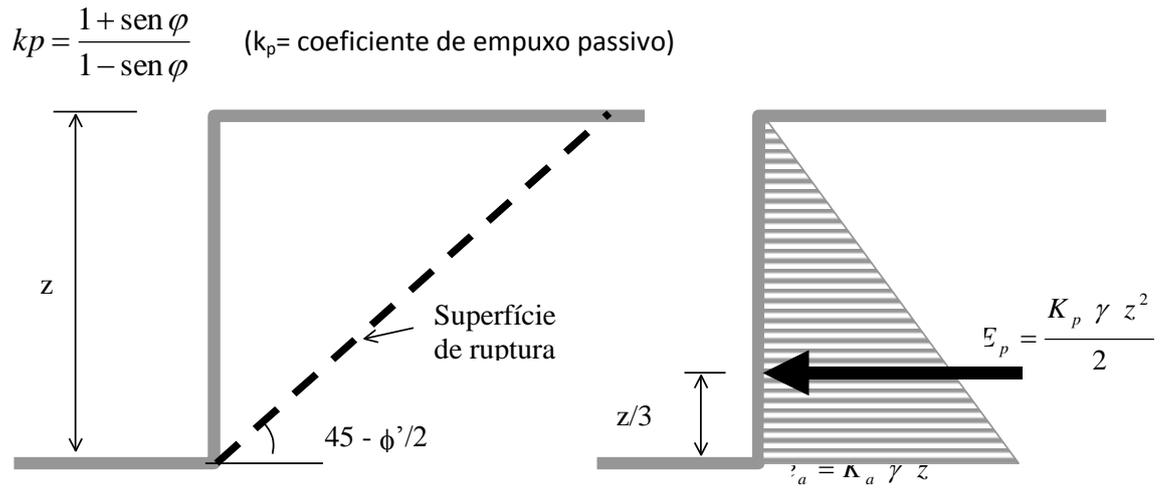
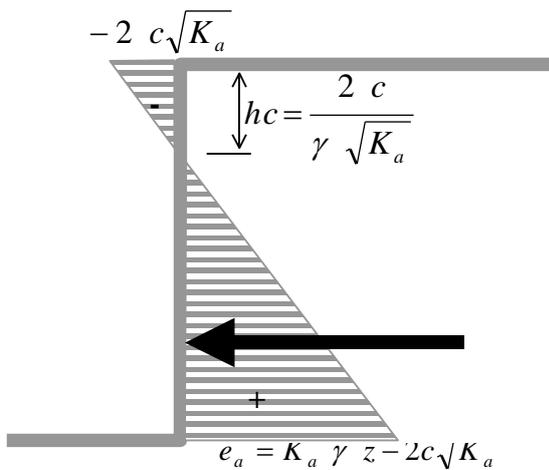


Figura 13.3 - Diagrama de empuxo passivo

Para solos coesivos ($c \neq 0$) utiliza-se a fórmula de Rankine modificada:

a) empuxo ativo

$$e_a = k_a \gamma z - 2c\sqrt{k_a}$$



O empuxo negativo não deve ser considerado.

Figura 13.4 - Diagrama de empuxo ativo para solo coesivo.

b) empuxo passivo:

$$p_p = kp\gamma z + 2c\sqrt{kp}$$

$$E_p = \frac{kp\gamma z^2}{2} + 2cz\sqrt{kp}$$

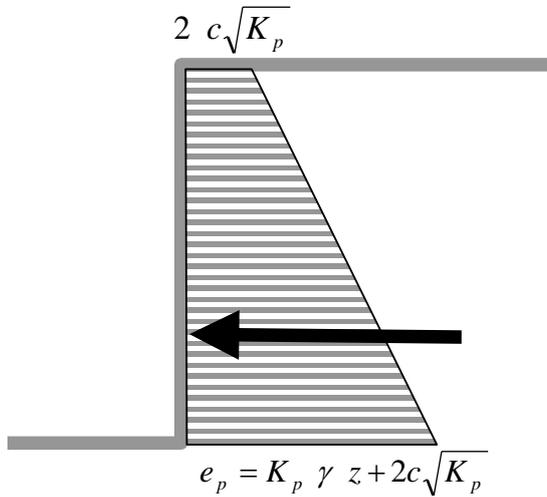


Figura 15.5 - Diagrama de empuxo passivo para solo coesivo.

Quando o nível d'água está acima do ponto considerado os empuxos devem ser calculados da seguinte forma:

A) empuxo ativo

$$p_a = ka\gamma_{sub}z + \gamma_a z$$

$$E_a = \frac{ka\gamma_{sub}z^2}{2} + \frac{\gamma_a z^2}{2}$$

onde γ_{sub} = peso específico submerso do solo

$$\gamma_{sub} = \gamma_{sat} - \gamma_a$$

$\gamma_a = \gamma_w$ = peso específico da água

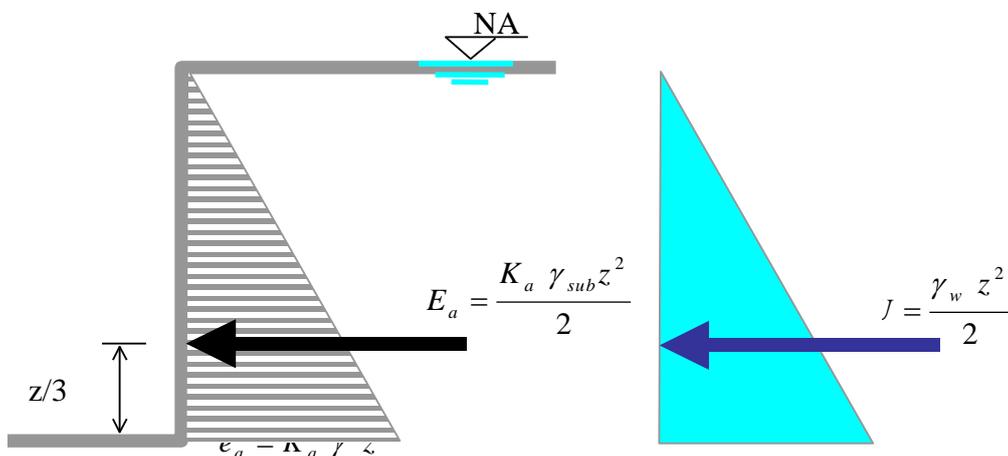


Figura 13.6 - Diagramas de empuxo ativo e de pressões neutras.

B) empuxo passivo

É calculado da mesma forma:

$$P_p = k_p \gamma_{sub} z + \gamma_w z$$
$$E_p = \frac{k_p \gamma_{sub} z^2}{2} + \frac{\gamma_w z^2}{2}$$

13.3. Teoria de Coulomb

Existem também processos gráficos para a determinação dos empuxos. Estes processos admitem diferentes formas de superfície de ruptura. É feito o equilíbrio das forças que agem na cunha de ruptura (Fig. 14.7) e determinado o valor do empuxo.

O método de Coulomb admite superfície plana de ruptura. Dado um determinado problema, como o indicado na figura 14.7, não se conhece a priori o ângulo “ θ ” que indica a superfície de ruptura. Deve-se fazer o equilíbrio de forças para diferentes cunhas de ruptura, determinando o empuxo atuante, para os diversos valores de θ (figura 13.8). O empuxo ativo é o maior valor de empuxo obtido.

Para uma cunha qualquer são conhecidos:

P- módulo, direção e sentido (peso da cunha)

C=c \overline{AB} (módulo, direção e sentido)

R – direção e sentido

E_a – direção e sentido

φ' = ângulo de atrito interno do solo.

δ = ângulo de atrito entre o muro e o solo, admitido: $\delta \leq \frac{2}{3} \varphi'$

Os valores dos diversos empuxos são determinados através dos polígonos de forças para cada cunha.

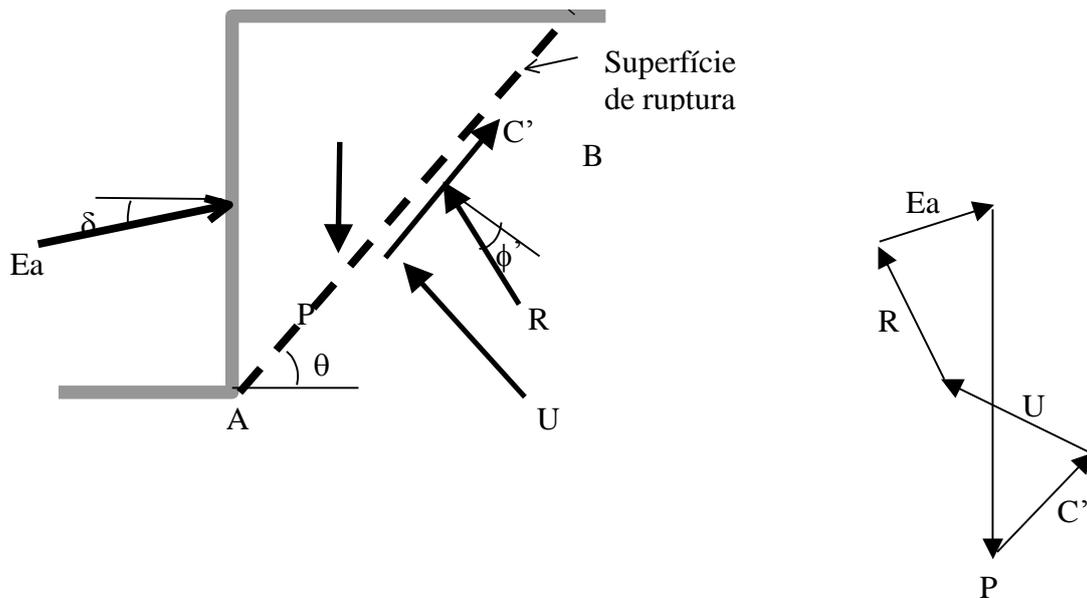


Figura 13.7. Cunha e polígono de forças – Método de Coulomb

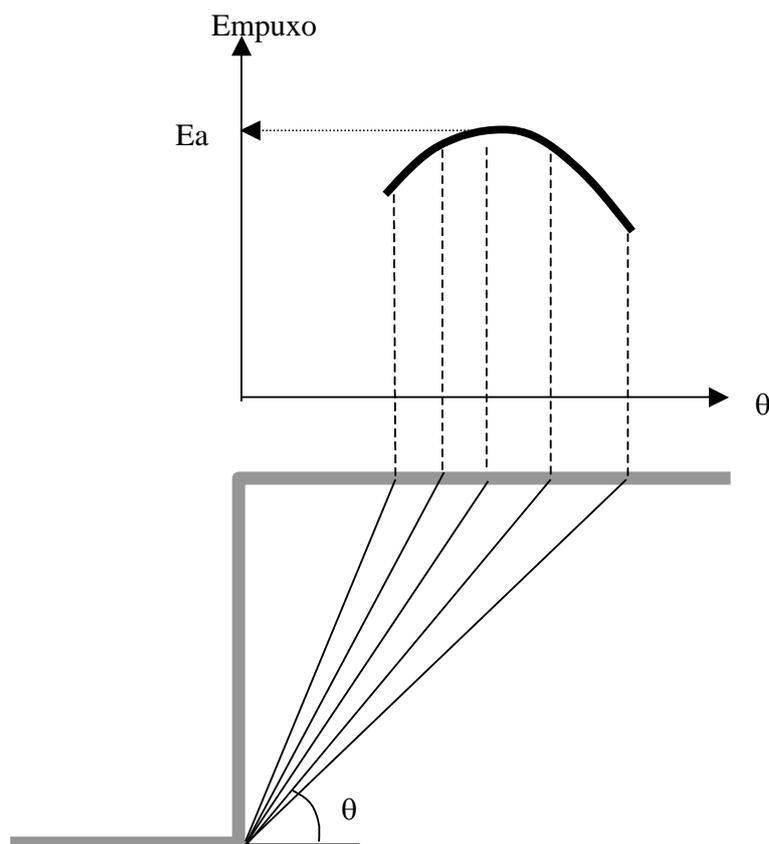


Figura 13.8. Cunhas de ruptura – Método de Coulomb

Podem também ser incluídas as forças externas atuantes, como empuxo da água, sobrecargas esforços relativos a tirantes, estacas raiz etc.

Analogamente, o método de Coulomb pode ser utilizado para o cálculo do empuxo passivo, só que o empuxo passivo será o menor valor determinado para as diversas cunhas.

Muros de Arrimo

A escolha do tipo de muro de arrimo a ser utilizado depende de uma série de fatores que não podem ser representados por uma lei matemática. São eles:

- Altura do muro
- Solo
- Se o muro será utilizado para conter um corte ou um aterro
- Se há fluxo de água
- Espaço para a construção da contenção
- Solo de apoio

Estes fatores devem ser analisados em conjunto; para uma mesma situação podem existir vários tipos de contenção viáveis tecnicamente ou pode ser que um único tipo de contenção possa ser utilizado. O projeto de um muro de arrimo é iterativo: são alternadas duas etapas principais: escolha da forma e dimensões e análise da estabilidade. Quando há possibilidade técnica de utilizar vários tipos de contenção a escolha é feita com base em critérios econômicos. Deve-se lembrar que o preço pode variar regionalmente em função da experiência local e da oferta de mercado.

Os muros podem ser:

- Isolados
- Ligados às estruturas dos edifícios

Os muros isolados devem equilibrar os esforços transmitidos a eles pela terra, por intermédio de seu peso próprio e da reação do terreno exercida pela base do muro, enquanto os muros ligados às estruturas transmitem a estas, os esforços provenientes da ação do terreno.

Os muros isolados podem ser construídos de várias formas e diferentes materiais e podem ser rígidos ou flexíveis. Alguns exemplos estão nas figuras finais.

A contenção de um aterro ou de um corte pode ser:

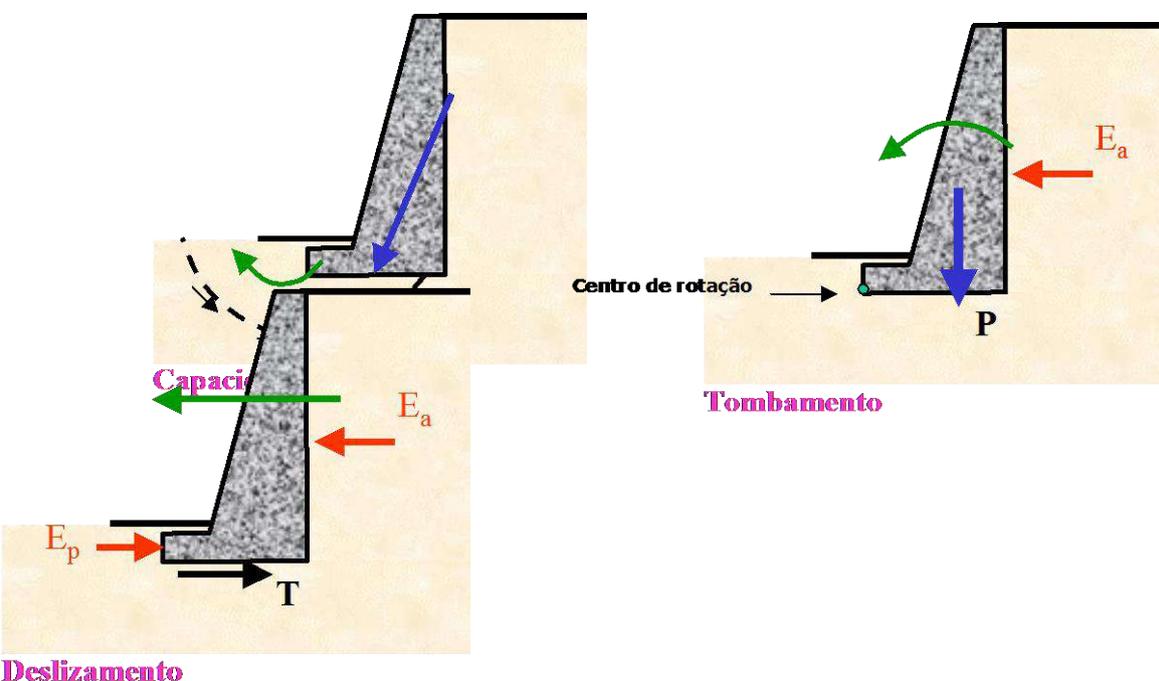
- 1) Só podem ser construídos de baixo para cima:
 - Gravidade:
 - Pedra
 - Concreto
 - Gabiões

- crib wall – elementos vazados de concreto, aço ou madeira cheios com material granular.
- Aterro reforçado com geotexteis, fitas, telas
 - Sacos de cimento ou de areia
 - Muros de flexão com e sem contraforte.
- 2) Podem ser construídos de cima para baixo;
- Cortina atirantada – enquanto escava coloca placas de concreto ou concreto projetado com tirantes.
 - Paredes diafragma
 - Cortinas estaqueadas – estacas metálicas, estroncas metálicas ou de madeira e pranchões.
 - Terra armada – com tubos, brocas, micro estacas, furo de 10cm de diâmetro com uma barra de ferro dentro e completado com concreto.

O muro deve ser dimensionado de forma a que os coeficientes de segurança em relação ao deslizamento, ao tombamento, à capacidade de carga do terreno de fundação e à ruptura geral sejam todos maiores ou iguais a 1,5.

As cargas atuantes no muro devem ser calculadas, determinando-se os empuxos de terra e as pressões neutras, caso não haja drenagem no muro para impedir o acúmulo de água atrás do muro.

14.1 Mecanismos de Ruptura



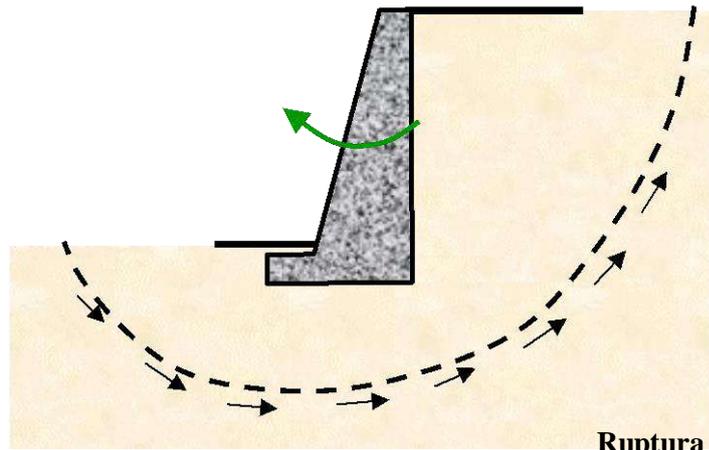


Figura 14.1 - Mecanismos de ruptura Geral

a) Determinação do coeficiente de segurança ao deslizamento.

Despreza-se o empuxo passivo na frente do muro porque se houver escavação futura na região o coeficiente de segurança ao deslizamento diminui.

A força que provoca o deslizamento é a componente horizontal do empuxo ativo E_{ah}

A resistência ao deslizamento é dada pela força de atrito entre a base do muro e o solo T :

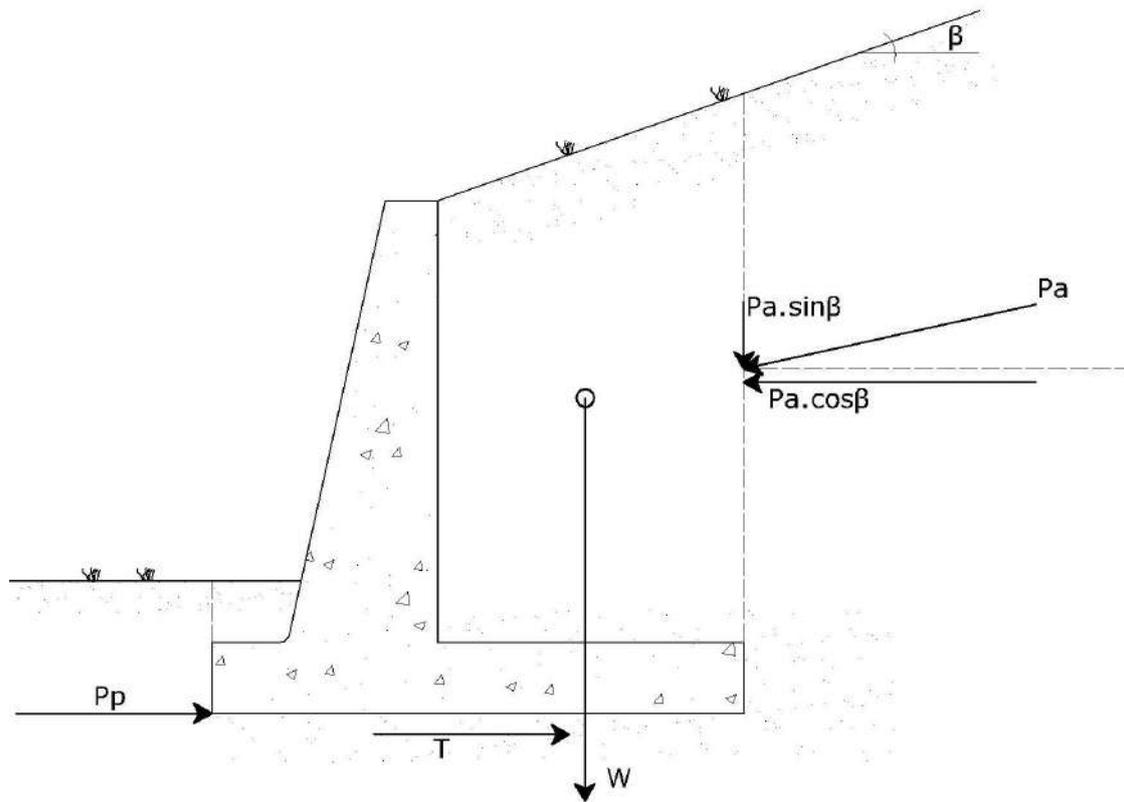
$$T = N \operatorname{tg} \delta_b$$

$$N = P + E_{av}$$

O coeficiente de segurança contra o deslizamento é:

$$F_d = T / E_{ah}$$

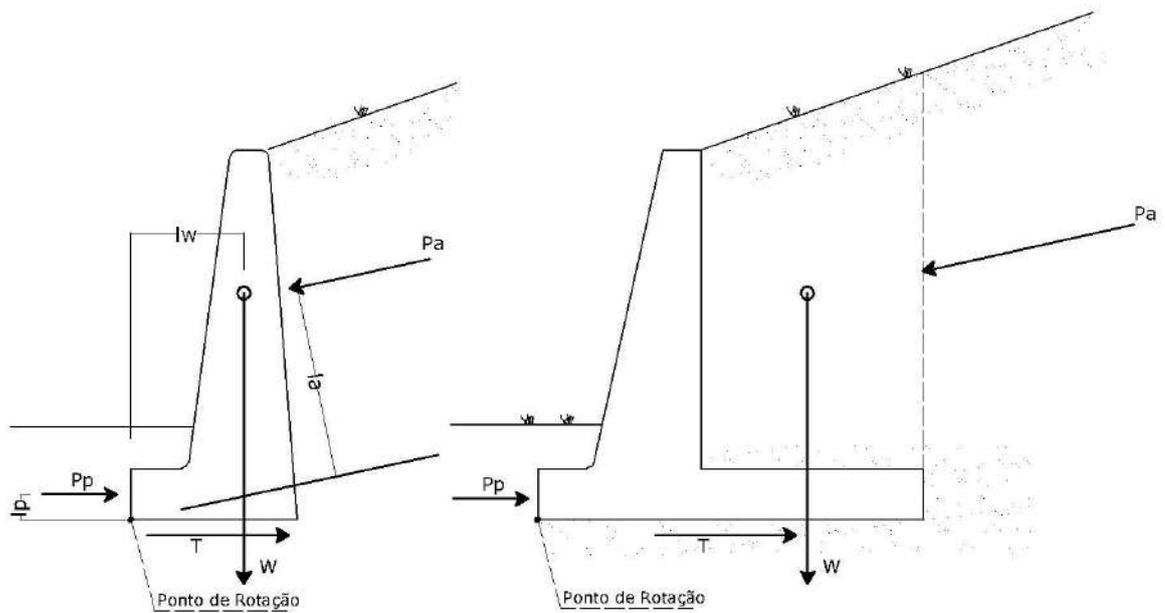
δ_b é o ângulo de atrito entre a base do muro e o solo de apoio, normalmente considerado $= 2/3 \phi'$. Deve-se garantir que a ligação do muro com o solo fique rugosa.



$$\tan \phi_a = \tan \phi_d \text{ até } 0.67 \tan \phi_d$$

Figura 14.2 - Verificação do coeficiente de segurança ao deslizamento

c) Determinação do coeficiente de segurança ao tombamento.



$$FS = \frac{\sum \text{Momentos resistentes}}{\sum \text{Momentos atuantes}}$$

Figura 14.3 - Verificação do coeficiente de segurança ao tombamento

$$M_{res} = M_p$$

$$M_{at} = M_{Eah} - M_{Eav}$$

$$F_t = M_{res} / M_{at}$$

M_p é o momento do peso do muro em relação ao ponto O.

Observação: Os muros de flexão têm uma parte enterrada e ao sofrerem deslocamento o empuxo passivo ajuda no equilíbrio, aumentando a resistência contra o deslocamento. O peso de terra acima do muro também é considerado no equilíbrio.

Não serão apresentados os cálculos de capacidade de carga e ruptura geral. A bibliografia indicada no Curso apresenta estes cálculos em detalhes.

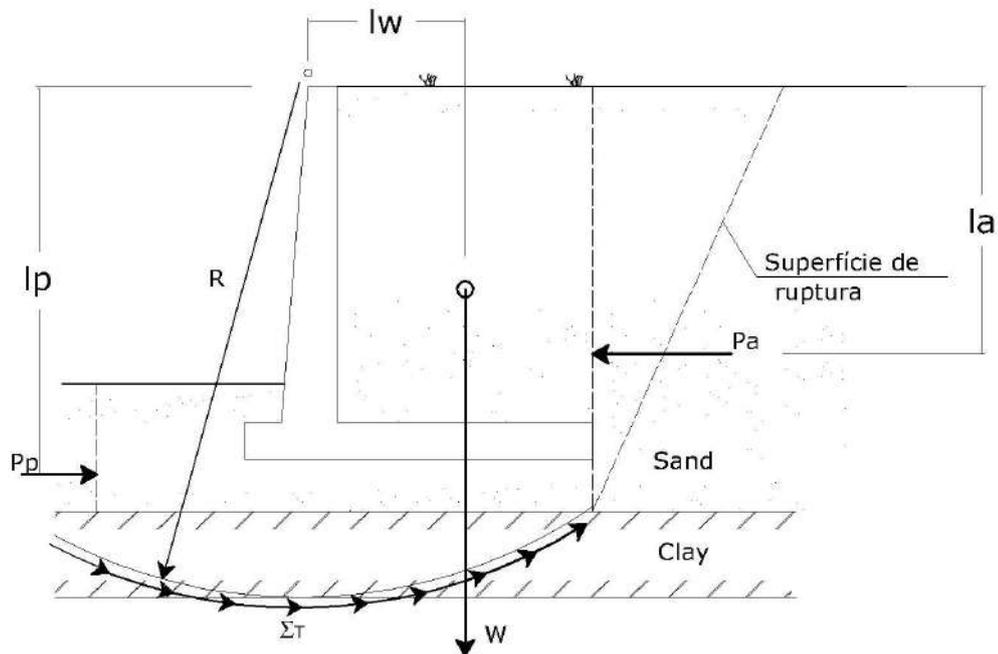


Figura 14.4 - Esquema mostrando a Ruptura Geral

14.2 Cuidados executivos

Drenagem – Deve sempre ser feito um sistema de drenagem eficiente para a redução de pressões neutras no maciço atrás do muro. A existência de água provoca acréscimos significativos de sollicitação na estrutura.

Para garantir a drenagem deve-se sempre que possível utilizar solos granulares no reaterro. A camada de recobrimento superficial deve ser mais argilosa para funcionar como selo impermeabilizante. Elementos importantíssimos são os drenos que conduzem a água que percola pelo maciço.

Outro tipo de dreno é o inclinado, executado sobre o talude natural antes de se proceder ao reaterro, ou construído no interior do aterro. Drenos barbaças (uma linha na base ou preferencialmente duas ou três linhas) e canaletas

longitudinais complementam o sistema de drenagem.

Os drenos devem ser construídos obedecendo aos critérios de filtro de Bertram-Terzaghi:

Critério de permeabilidade: $D_{15f} \geq 5 D_{15 \text{ solo}}$

Critério de retenção: $D_{15f} \leq 5 D_{85 \text{ solo}}$

Também podem ser empregados tubos de PVC perfurados envolvidos com manta geotéxtil, em vez de tapete drenante, porém sua eficiência pode ser muito inferior, seja pela menor área de influência, seja pela colmatação do geotéxtil.

Nas figuras 14.5 a 14.11 estão apresentados alguns tipos de muros de arrimo.

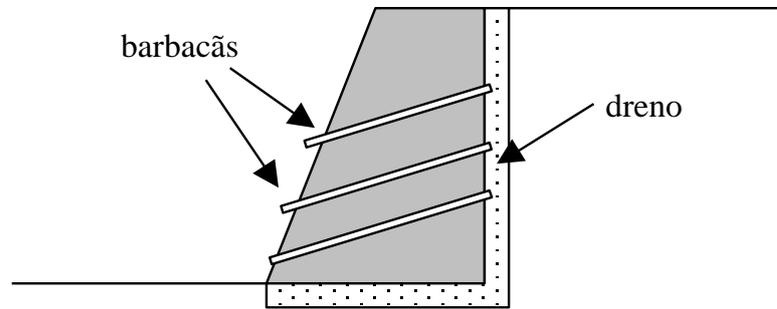


Figura 14.5 -. Muro de arrimo de gravidade.(ver sistema de drenagem da contenção)

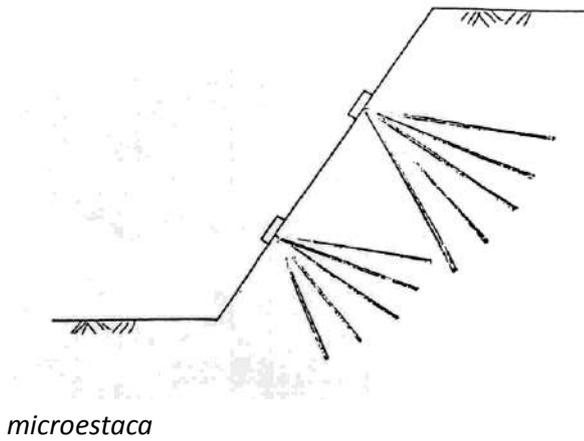


Figura 14.6 -Arrimo de estaca Raiz ou

microestaca

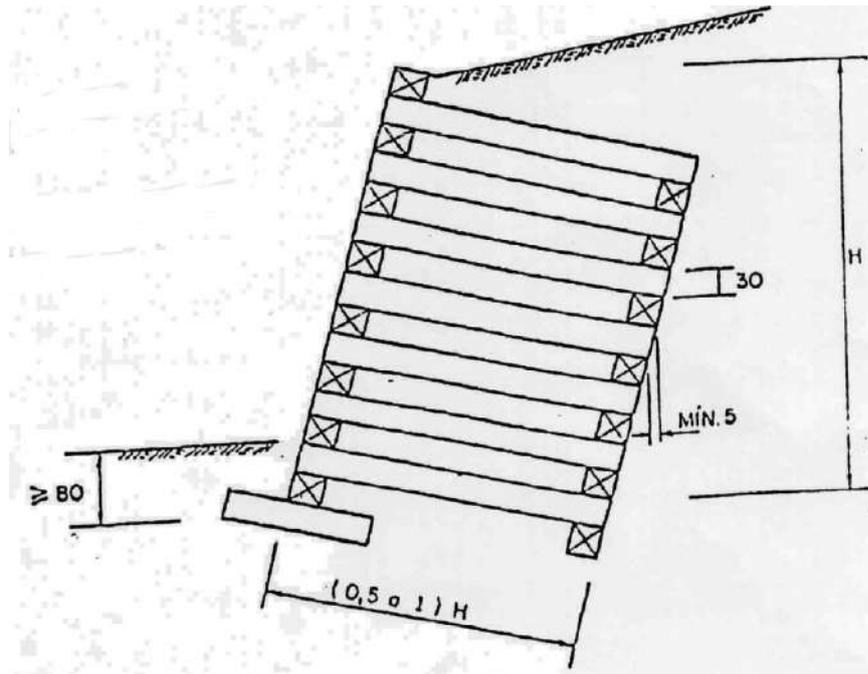


Figura 14.7 -Muro de arrimo fogueira (pré-moldado de concreto armado e terra – Crib-wall)

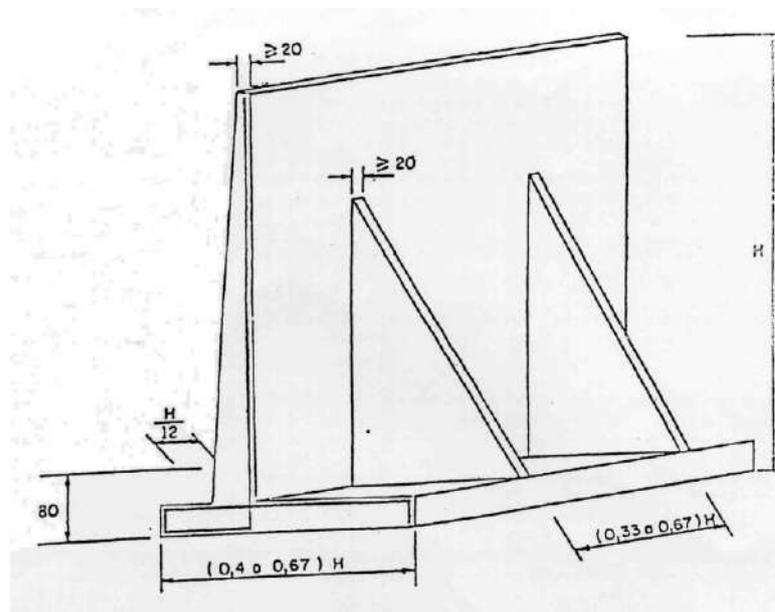


Figura 14.8 -Muro de arrimo com contraforte – concreto armado

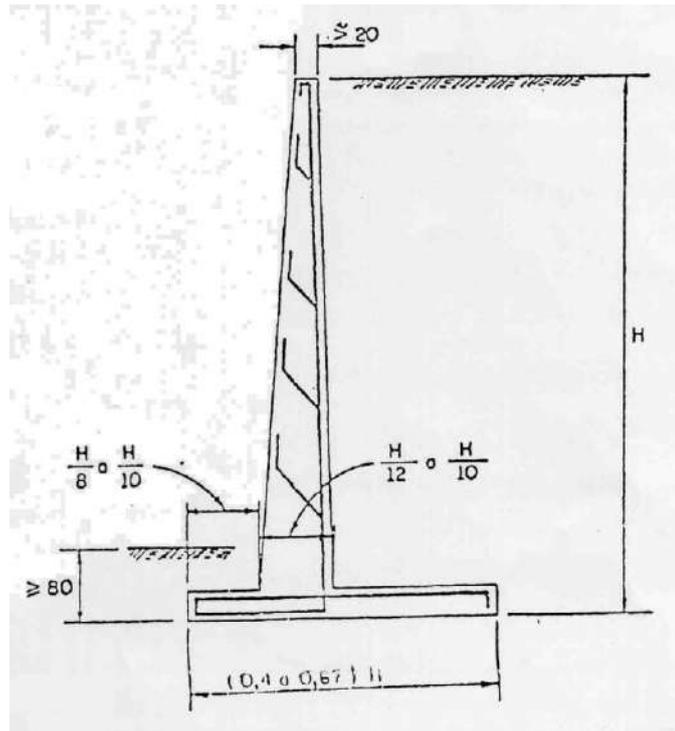


Figura 14.9 -Muro de arrimo de flexão – concreto armado

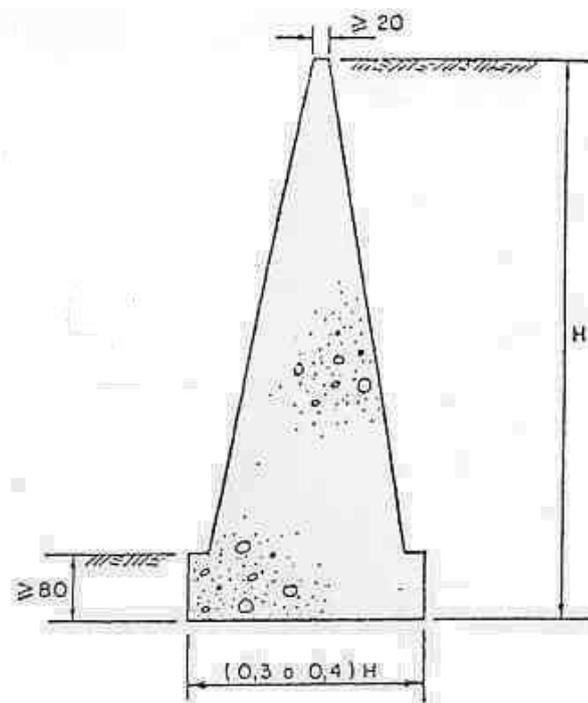


Figura 14.10 -Muro de gravidade - concreto ciclópico, alvenaria de tijolos, de pedra, etc.

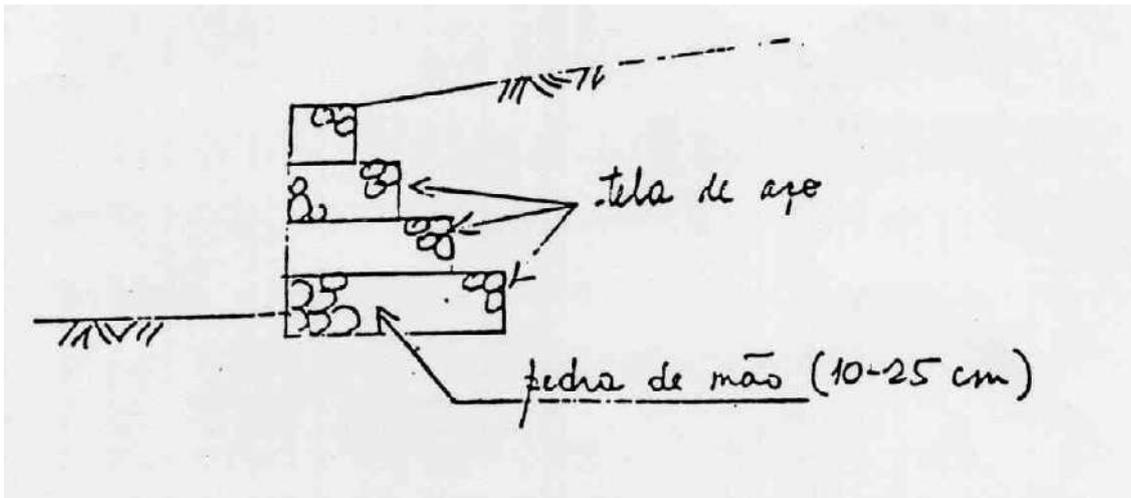


Figura 16.11 -Muro de gravidade de gabião

15.1. Introdução

Compactação é um processo mecânico através do qual se reduz o índice de vazios do solo num tempo relativamente rápido, pela expulsão ou redução do ar dos vazios. Este processo é diferente do adensamento que é lento e ocorre pela expulsão da água dos vazios.

O objetivo da compactação é homogeneizar o solo, melhorando suas propriedades de engenharia: aumenta a resistência ao cisalhamento, reduz os recalques e a permeabilidade além de melhorar a resistência à erosão.

A compactação é utilizada para a execução de aterros (estradas, barragens, loteamentos), para melhorar o solo de apoio das fundações diretas, retaludamento de encostas naturais, etc...

15.2 Ensaio de Compactação

O ensaio de compactação utilizado em laboratório determina a umidade na qual o solo deve ser compactado para que o solo fique com o máximo peso específico seco (γ_d). Estes valores são função do tipo de solo e da energia de compactação empregada. O ensaio de compactação é chamado Ensaio de Proctor porque foi padronizado por ele em 1933. No Brasil a ABNT padronizou o ensaio.

O ensaio é realizado tomando-se uma porção de solo seco ao ar e colocando-se certa quantidade de água. O solo é então homogeneizado e compactado em camadas num cilindro padronizado. A compactação é feita através de um peso padrão que cai de uma altura também padronizada. Os ensaios são padronizados para tentar reproduzir a energia de compactação que será utilizada no campo. A Figura 15.1 mostra a seqüência do ensaio.



(a) material



(b) amostra



(c) colocação do solo



(d) compactação

Figura 15.1 – Seqüência do ensaio de compactação

O primeiro ensaio padronizado é chamado atualmente de Ensaio de Proctor Normal e para fazê-lo é usado um cilindro com 1000cm³ de volume. A compactação é feita em 3 camadas de igual altura; compacta-se o solo por impacto através da energia gerada por uma massa de 2,5Kg que cai de uma altura de 30,5cm, 26 vezes. O corpo de prova assim compactado é pesado e é determinada a umidade do solo. A seguir destorroa-se o corpo de prova, adiciona-se mais água e compacta-se novamente. Este procedimento é repetido algumas vezes para que se obtenha a curva de variação do peso específico seco em função da umidade de compactação (Figura 15. 2).

Ao valor de máximo peso específico ($\gamma_{dm\acute{a}x}$), determinado na curva obtida, corresponde uma umidade, que é chamada de umidade ótima ($w_{\acute{o}t}$). O solo deve ser compactado em campo com a umidade ótima ou próxima desta para que se obtenha o peso específico seco máximo ou um valor pouco abaixo deste. O lado esquerdo da

curva é chamado de ramo seco e o lado direito de ramo úmido. Os solos apresentam uma variação entre 80% e 90% do grau de saturação quando se encontram na umidade ótima e peso específico máximo. Quando a umidade do solo é muito baixa o atrito entre os grãos é maior e não se consegue uma boa compactação; quando por outro lado a umidade é muito alta o solo fica mais saturado e a energia de compactação é transferida para a água, que a devolve como um material elástico, dificultando a diminuição dos vazios, é o efeito chamado de “borrachudo”.

A energia empregada é calculada como: $EC = (PHN) / V$

onde:

P= peso do soquete

H= altura de queda

N= número de golpes por camada vezes o número de camadas

V= volume do corpo de prova

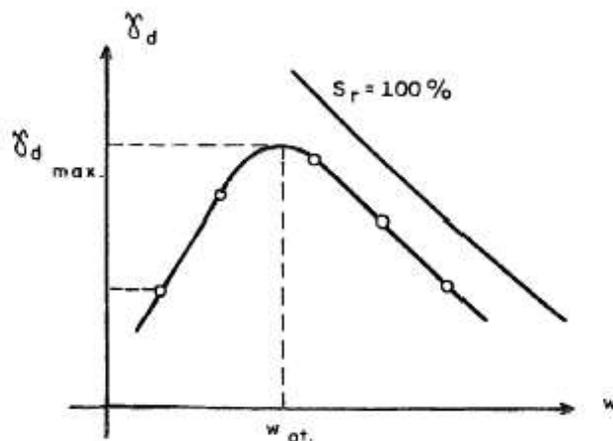


Figura 15.2 -Curva de compactação

Tabela 15.1 – Características dos ensaios de compactação

Energia	Volume do cilindro (cm ³)	N ^o de Camadas	Soquete		N ^o de Golpes por Camada
			Peso (kg)	Altura de queda (cm)	
Normal	1000	3	2,50	30,5	26
Intermediária	1000	3	4,54	45,7	21
Modificada	1000	5	4,54	45,7	27

Com a utilização em campo de equipamentos mais pesados foram normalizadas outras energias de compactação e os ensaios são chamados de Proctor Modificado (maior energia) ou Proctor Intermediário (energia intermediária entre a do Proctor Normal e a do Modificado). As curvas determinadas variando-se a energia de compactação, para um mesmo solo, estão apresentadas na figura 15.3, na qual pode ser observado que quanto maior a energia de compactação menor a umidade ótima e maior o peso específico seco determinado.

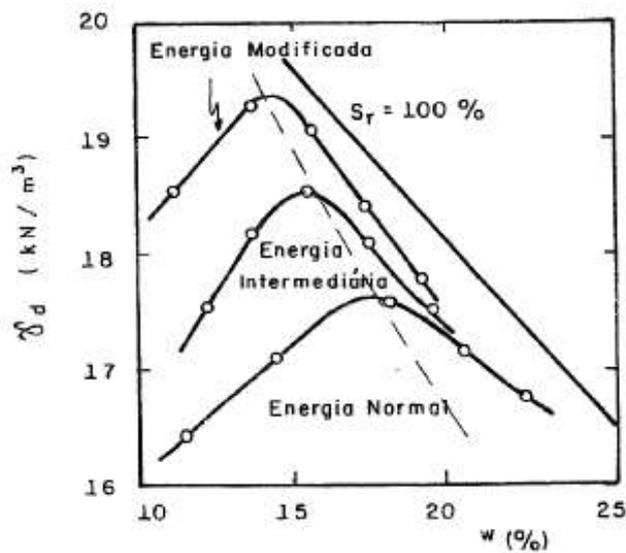


Figura 15. 3 - Influência da energia de compactação

Fixando-se a energia de compactação, quanto mais arenosos forem os solos menores serão as umidades ótimas e maiores os pesos específicos secos máximos (Figura 15.4).

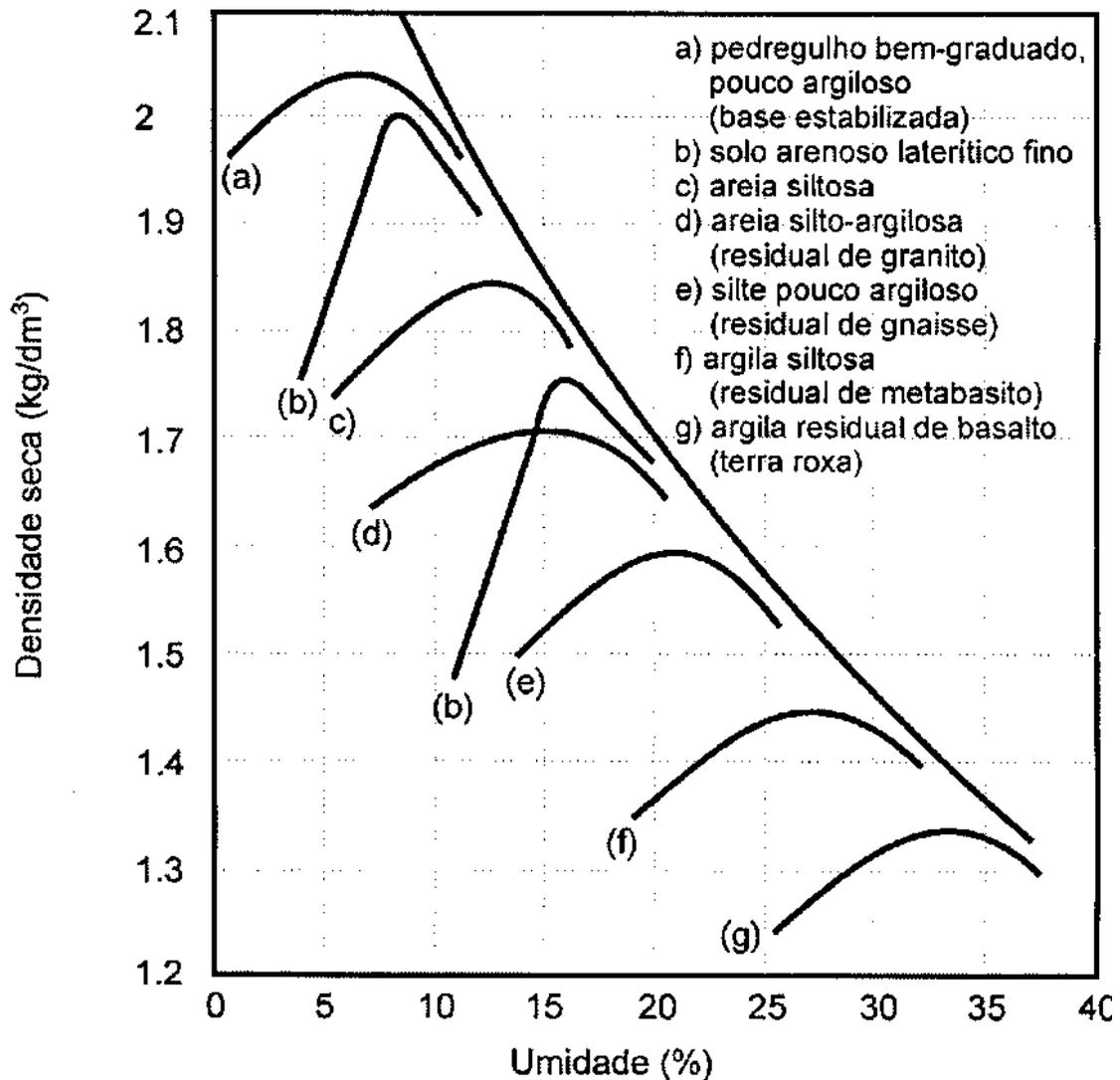


Figura 15.4 – Influência do tipo de solo na compactação

15.3 Compactação de Campo

O primeiro fator a ser definido é a área de empréstimo que é função do tipo de solo de interesse e da distância até a o local do aterro. O tipo de solo varia de acordo com as características de engenharia que se procura obter do aterro. Após a escavação da jazida o solo deve ser transportado e espalhado para que seja homogeneizado na umidade de interesse.

A compactação é feita em camadas cuja altura média é em torno de 25cm. As especificações para a compactação são fornecidas pela projetista e devem ser função das propriedades de engenharia que o aterro deve ter, necessárias para o projeto. São especificados o grau de compactação mínimo e o desvio de umidade máximo:

O grau de compactação é a relação entre o peso específico seco de campo e o peso específico seco máximo obtido em laboratório:

$$GC = \gamma_{d\text{campo}} / \gamma_{d\text{máx}}$$

O desvio de umidade máximo permitido é a máxima diferença de umidade que o solo compactado no campo pode ter em relação à umidade ótima determinada em laboratório:

$$\Delta W = W - W_{ót}$$

$$W_{ót} \pm \Delta W$$

Existem vários tipos de equipamentos para executar a compactação propriamente dita. A escolha do tipo de equipamento e, das suas características dependem do tipo de solo e das características da obra. A Tabela 15.2 indica o equipamento mais adequado para cada tipo de solo.

Tabela 15.2 - Tipo de rolo compactador para diferentes solos

Tipo	Solo	Modo de compactar	Parâmetros dos equipamentos			
			e (cm)	N	v (km/h)	p ou P
Rolo pé de carneiro	Argila ou silte	De baixo para cima	20 a 25	8 a 10	≤ 4	1 a 3 MN/m ²
Rolo pneumático	Silte, areia com finos	De cima para baixo	30 a 40	4 a 6	4 a 6	0,5 a 0,7 MN/m ²
Rolo liso vibratório	Material granular	Vibração	60 a 100	2 a 4	≥ 8	50 a 100 kN

Legenda: e – espessura da camada de solo solto; N – número de passadas do rolo compactador; v – velocidade do rolo compactador; p – pressão na pata ou no pneu; P – Peso do rolo vibratório

Os equipamentos de compactação podem ser:

- de compressão ou estáticos;
- de impacto e
- de vibração

Nos **equipamentos estáticos** a compressão é aplicada na superfície e as tensões induzidas pelo rolo diminuem com a profundidade, por isso há limitação da espessura da camada. É importante que a velocidade do equipamento seja suficientemente baixa para garantir a eficiência da compactação. Alguns exemplos são o rolo pé-de-carneiro e o rolo pneumático.

- rolo pé-de –carneiro é um tambor com patas dispostas na sua superfície. A utilização do rolo pé-de-carneiro é recomendado para solos argilosos como núcleo de barragens.

- O rolo pneumático é composta por dois eixos de pneus que transmitem os esforços gerados pelo peso da plataforma. A compactação com rolo pneumático deixa a superfície lisa dificultando a aderência entre as camadas.

O rolo pé-de-carneiro compacta o solo com menos passadas e promove uma melhor aderência entre as camadas que o rolo pneumático, entretanto deixa o solo menos uniforme em relação a umidade e o peso específico.

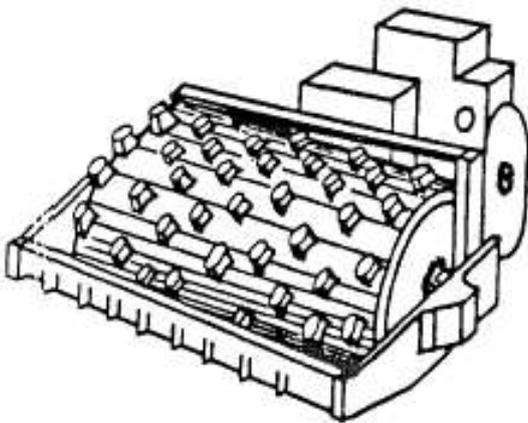


Figura 15.5 - Rolo pé-de-carneiro

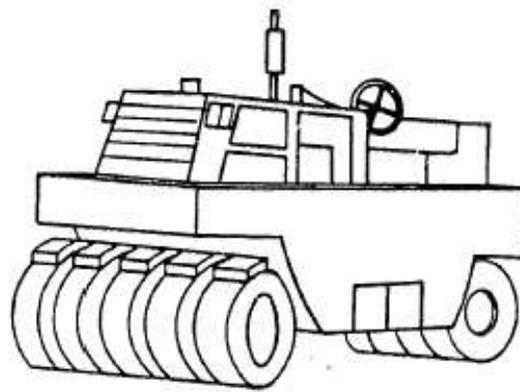


Figura 17.6 – Rolo pneumático

Os **equipamentos de impacto** podem ser extremamente simples, como soquetes manuais e sapos mecânicos. Também podem ser usados pesos lançados por guindastes.

Os **equipamentos vibratórios** são utilizados para solos granulares (areia, pedregulho, enrocamento). O equipamento mais comum é o rolo liso vibratório, como mostrado na Figura 15.7. O tipo de solo é utilizado na escolha das características do rolo. Por exemplo, rolos mais pesados e com baixa vibração são utilizados para pedregulhos e enrocamentos, ao contrário, para areias são usados rolos mais leves e com frequência de vibração maior.

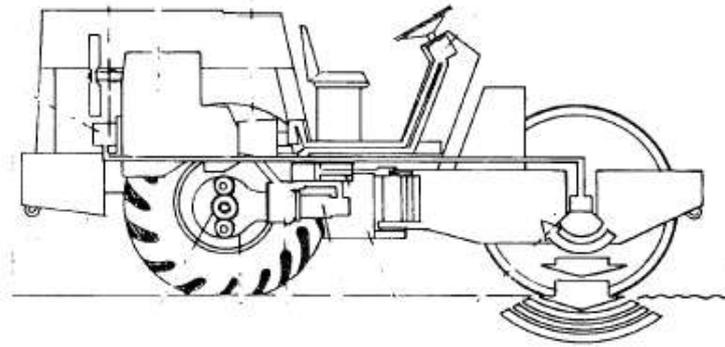


Figura 15.7 – Rolo liso vibratório

15.4 Controle de compactação

O controle de compactação é realizado com base no grau de compactação e na umidade obtidos no campo, verificando se a diferença atende as especificações de projeto. Quando o grau de compactação está abaixo do valor desejado pode-se realizar mais passadas do rolo até atingir o peso específico seco desejado. Porém se a umidade estiver muito fora, quase sempre é necessário remover, ajustar a umidade e recompactar novamente a camada.

15.5 Proteção de aterros compactados

Os solos lateríticos são mais resistentes à erosão do que os saprolíticos. Em serviços de terraplanagem, sempre que for possível é aconselhável estocar o solo superficial (mais resistente à erosão) e utilizá-lo para compactar as últimas camadas de solo.

Os taludes podem ser protegidos por vegetação ou por material pedregoso e devem ter um sistema de drenagem superficial.

15.6 Compactação de Solos Granulares

As areias puras não apresentam a curva de compactação de Proctor. O controle de compactação das areias é feito através da Compacidade Relativa que é definida como:

$$CR = (e_{\text{máx}} - e) / (e_{\text{máx}} - e_{\text{mín}})$$

onde:

- $e_{\text{máx}}$ = máximo índice de vazios da areia obtido em laboratório
- $e_{\text{mín}}$ = mínimo índice de vazios da areia obtido em laboratório
- e = índice de vazios em que a areia está ou que se pretende que ela fique após a compactação

Uma areia é considerada compacta quando $CR \geq 2/3$. Quando $2/3 \geq CR \geq 1/3$ a areia é considerada de compacidade média e quando $1/3 \geq CR$ a areia está no estado fofo. Para se compactar a areia são utilizadas máquinas que vibram durante a compactação e a areia deve estar saturada. Uma areia compacta apresenta maior resistência e menor deformabilidade.

Escolha do tipo de fundação

A escolha do tipo de fundação depende de uma série de fatores que não podem ser representados por uma lei matemática. São eles:

- Subsolo da região
- Tipo de edificação a ser construída
- Tipos de fundações disponíveis

Estes fatores devem ser analisados em conjunto; para um mesmo terreno e uma mesma obra, pode existir vários tipos de fundações viáveis tecnicamente ou pode ser que um único tipo de fundação possa ser utilizado. Quando há possibilidade técnica de utilizar vários tipos de fundação a escolha é feita com base em critérios econômicos. Deve-se lembrar que o preço das fundações pode variar regionalmente em função da experiência local e da oferta de mercado.

A escolha de uma fundação deve considerar o seu funcionamento, isto é a fundação deve respeitar as duas condições impostas pela norma:

- Segurança contra ruptura
- Limitação dos recalques.

Para um anteprojeto de fundações, quando as cargas nos pilares ainda não são conhecidas, pode-se utilizar como primeira aproximação os valores abaixo:

- **Carga média de edifícios: $1,2tf/m^2/andar = 12kN/m^2/andar$**

- **Cargas típicas de pilares de edifícios com n andares:**

$$P_{\text{mín}} = 10n \text{ (tf)} = 100n \text{ (kN)}$$

$$P_{\text{médio}} = 20n \text{ (tf)} = 200n \text{ (kN)}$$

$$P_{\text{máx}} = 30n \text{ (tf)} = 300n \text{ (kN)}$$

Para a escolha da fundação, devem ser analisados os vários tipos existentes por ordem crescente de custo e complexidade de execução. De forma geral a ordem seguida é: sapatas corridas (alicerces), sapatas isoladas, tubulões a céu aberto, estacas e tubulões a ar comprimido. Em princípio o custo das estacas aumenta na seguinte ordem: broca, Strauss, pré-moldadas, hélice contínua, Franki, estacas

escavadas mecanicamente (estacões), estacas barretes (segmentos de diafragmas), estacas raiz, micro estacas injetadas a alta pressão. A estaca mega normalmente só é utilizada para reforço de fundações. Nunca deve ser esquecido que os preços estão sempre variando com a região, a experiência local e o próprio custo dos materiais envolvidos: cimento e aço.

Se for utilizada fundação direta deve-se determinar a tensão admissível do terreno na cota onde a fundação vai ser apoiada. Não existe uma tensão admissível associada a um terreno, a tensão admissível varia com a cota de apoio da fundação em função da tensão de ruptura e dos recalques específicos aceitáveis para a superestrutura.

Em primeiro grau de aproximação são utilizadas tabelas e fórmulas empíricas para estabelecer uma estimativa da tensão admissível. As tabelas são encontradas na bibliografia especializada e a tensão admissível é fornecida como função exclusiva do tipo de solo, ou do tipo de solo associado a valores de SPT. As fórmulas empíricas são geradas a partir da comparação de resultados de prova de carga com ensaios mais simples, como, por exemplo, resultados de SPT e são válidas para a região para a qual foram desenvolvidas. Em São Paulo são muito utilizadas para fundações diretas rasas as seguintes fórmulas empíricas:

- $\sigma_{adm} = SPT/5 \text{ (kgf /cm}^2\text{)}$

- $\sigma_{adm} = SPT^{0,5} - 1 \text{ (kgf /cm}^2\text{)}$

Existem fórmulas teóricas para calcular a tensão de ruptura, que são fórmulas de capacidade de carga. Para utilizá-las é necessário conhecer os parâmetros de resistência do solo. Os recalques que podem ser gerados por uma estrutura também devem ser calculados através de fórmulas teóricas, em função do tipo de solo abaixo da cota de apoio das fundações diretas. A melhor maneira para a determinação da tensão admissível é através de provas de carga.

Quando se determina a tensão admissível para tubulões através das fórmulas empíricas apresentadas acima, para fundações diretas rasas, pode-se multiplicar o valor da tensão calculada por um coeficiente variando entre 1,5 e 2. Este acréscimo da tensão admissível pode ser considerado devido ao efeito de profundidade que aumenta a capacidade de carga. Como o diâmetro da base do tubulão deve ser menor ou igual a três vezes o diâmetro do fuste, o tubulão não deve ser apoiado em locais nos quais a tensão admissível seja inferior à 1/9 da tensão admissível do concreto, porque se torna anti-econômico.

Quando forem utilizadas estacas como fundação, deve ser determinado o comprimento das mesmas. Existem fórmulas teóricas, semi-empíricas e empíricas. Para a região de São Paulo as fórmulas empíricas mais utilizadas são as de Mello:

- **Estacas de ponta mais atrito:** $\sum SPT = 1,5 \sigma_{concr}$
- **Estacas de ponta** : $SPT = 0,5 \sigma_{concr}$

Onde

$\sigma_{concreto}$ é a tensão média atuante na estaca: $\sigma_{concreto} = P/A_{concreto}$

O diâmetro da estaca deverá ser determinado em função do tipo da estaca e do pilar médio da estrutura. Considerando que o bloco mais econômico é o de três estacas, determina-se o diâmetro para o tipo de estaca escolhida fazendo:

$$\text{Carga na estaca} = P_{\text{médio}} = 20n \text{ (tf)} / 3$$

Através das tabelas apresentadas na aula 3 determina-se o diâmetro da estaca e o número de estacas para cada pilar.