

Estruturas de Contenção

Muros de Arrimo

CONTEÚDO

1.	Definição.....	2
2.	Tipos de Muros	2
2.1.	Muros de Gravidade.....	2
2.1.1.	Muros de alvenaria de pedra	2
2.1.2.	Muros de concreto ciclópico ou concreto gravidade	3
2.1.3.	Muros de gabião.....	4
2.1.3.1.	Muros em fogueira (“crib wall”).....	5
2.1.4.	Muros de sacos de solo-cimento	6
2.1.5.	Muros de pneus	8
2.1.6.	Muros de Flexao.....	9
3.	Influência da Água	11
3.1.	Sistemas de Drenagem	12
4.	Estabilidade de Muros de Arrimo	19
4.1.	Cálculo dos esforços Rankine x Coulomb	20
4.2.	Método construtivo	23
4.3.	Parâmetros de resistência	23
4.4.	Segurança contra o Tombamento.....	24
4.5.	Segurança contra o Deslizamento	25
4.6.	Capacidade de Carga da Fundação	29
4.7.	Segurança contra a Ruptura Global	31
4.7.1.	Método das Fatias - Fellenius	32
5.	Exemplos de Dimensionamento.....	34
6.	Apendice I – detalhes construtivos para muros de pneus	41
6.1.	Materiais.....	41
6.2.	Dimensionamento	43
6.3.	Execução	43

1. DEFINIÇÃO

Muros são estruturas corridas de contenção de parede vertical ou quase vertical, apoiadas em uma fundação rasa ou profunda. Podem ser construídos em alvenaria (tijolos ou pedras) ou em concreto (simples ou armado), ou ainda, de elementos especiais.

Os muros de arrimo podem ser de vários tipos: gravidade (construídos de alvenaria, concreto, gabiões ou pneus), de flexão (com ou sem contraforte) e com ou sem tirantes.

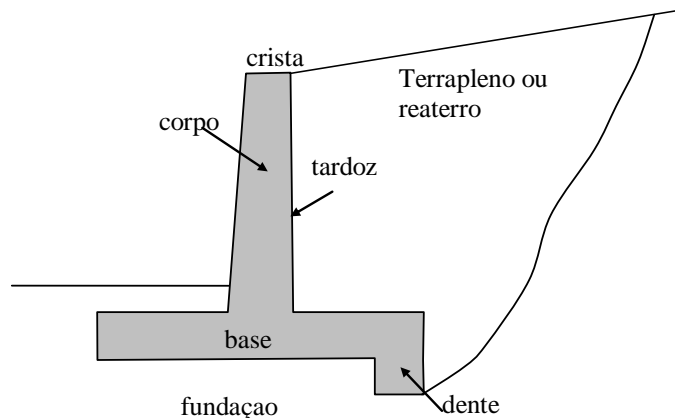


Figura 1 Terminologia

2. TIPOS DE MUROS¹

2.1. Muros de Gravidade

Muros de Gravidade são estruturas corridas que se opõem aos empuxos horizontais pelo peso próprio. Geralmente, são utilizadas para conter desníveis pequenos ou médios, inferiores a cerca de 5m. Os muros de gravidade podem ser construídos de pedra ou concreto (simples ou armado), gabiões ou ainda, pneus usados.

2.1.1. Muros de alvenaria de pedra

Os *muros de alvenaria de pedra* são os mais antigos e numerosos. Atualmente, devido ao custo elevado, o emprego da alvenaria é menos freqüente, principalmente em muros com maior altura (Figura 2).

¹ Manual da Geo-Rio – Capítulo 3

No caso de muro de pedras arrumadas manualmente, a resistência do muro resulta unicamente do embricamento dos blocos de pedras. Este muro apresenta como vantagens a simplicidade de construção e a dispensa de dispositivos de drenagem, pois o material do muro é drenante. Outra vantagem é o custo reduzido, especialmente quando os blocos de pedras são disponíveis no local. No entanto, a estabilidade interna do muro requer que os blocos tenham dimensões aproximadamente regulares, o que causa um valor menor do atrito entre as pedras.

Muros de pedra sem argamassa devem ser recomendados unicamente para a contenção de taludes com alturas de até 2m. A base do muro deve ter largura mínima de 0,5 a 1,0m e deve ser apoiada em uma cota inferior à da superfície do terreno, de modo a reduzir o risco de ruptura por deslizamento no contato muro-fundação.

Quanto a taludes de maior altura (cerca de uns 3m), deve-se empregar argamassa de cimento e areia para preencher os vazios dos blocos de pedras. Neste caso, podem ser utilizados blocos de dimensões variadas. A argamassa provoca uma maior rigidez no muro, porém elimina a sua capacidade drenante. É necessário então implementar os dispositivos usuais de drenagem de muros impermeáveis, tais como dreno de areia ou geossintético no tardo e tubos barbacãs para alívio de poropressões na estrutura de contenção.

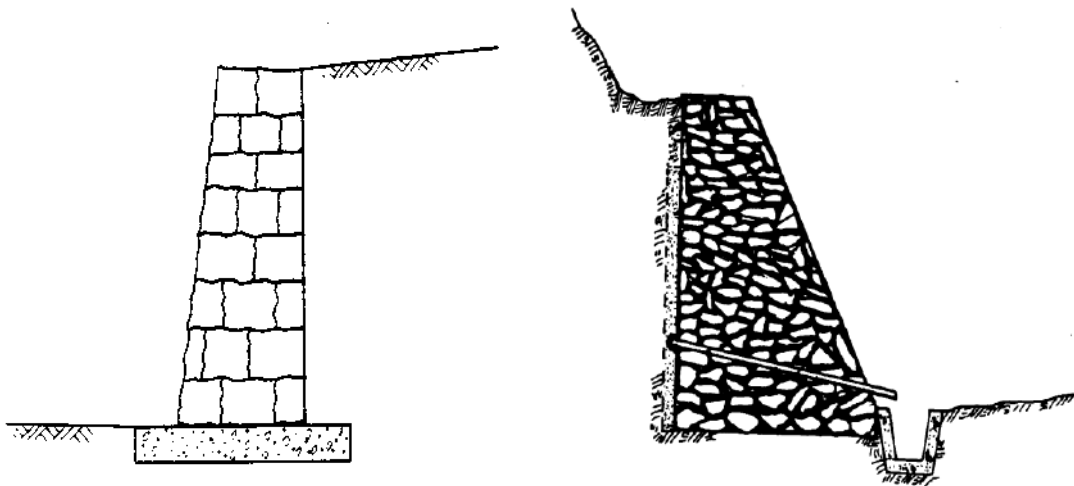


Figura 2 Muros de alvenaria de pedra

2.1.2. Muros de concreto ciclópico ou concreto gravidade

Estes muros (Figura 3) são em geral economicamente viáveis apenas quando a altura não é superior a cerca de 4 metros. O muro de concreto ciclópico é uma estrutura construída mediante o preenchimento de uma fôrma com concreto e blocos de rocha de dimensões variadas. Devido à

impermeabilidade deste muro, é imprescindível a execução de um sistema adequado de drenagem.

A seção transversal é usualmente trapezoidal, com largura da base da ordem de 50% da altura do muro (Figura 20). A especificação do muro com faces inclinadas ou em degraus pode causar uma economia significativa de material. Para muros com face frontal plana e vertical, deve-se recomendar uma inclinação para trás (em direção ao retroaterro) de pelo menos 1:30 (cerca de 2 graus com a vertical), de modo a evitar a sensação ótica de uma inclinação do muro na direção do tombamento para a frente.

Os furos de drenagem devem ser posicionados de modo a minimizar o impacto visual devido às manchas que o fluxo de água causa na face frontal do muro. Alternativamente, pode-se realizar a drenagem na face posterior (tardoz) do muro através de uma manta de material geossintético (tipo geotêxtil). Neste caso, a água é recolhida através de tubos de drenagem adequadamente posicionados.

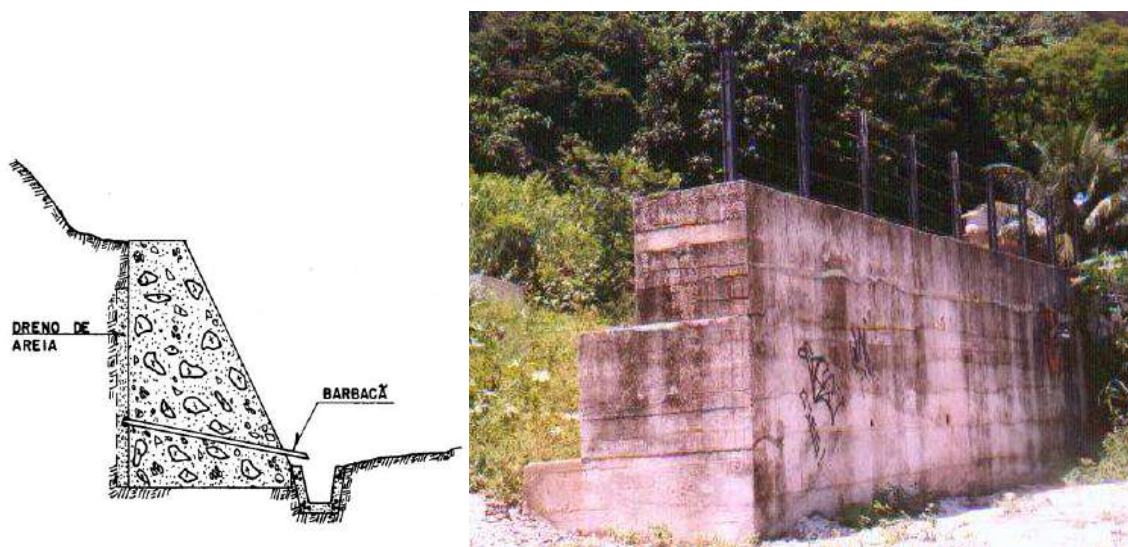


Figura 3 Muros de concreto ciclópico (ou concreto gravidade)

2.1.3. Muros de gabião

Os *muros de gabiões* (Figura 4) são constituídos por gaiolas metálicas preenchidas com pedras arrumadas manualmente e construídas com fios de aço galvanizado em malha hexagonal com dupla torção. As dimensões usuais dos gabiões são: comprimento de 2m e seção transversal quadrada com 1m de aresta. No caso de muros de grande altura, gabiões mais baixos (altura = 0,5m), que apresentam maior rigidez e resistência, devem ser posicionados nas camadas inferiores, onde as tensões de compressão são mais significativas. Para muros muito longos,

gabiões com comprimento de até 4m podem ser utilizados para agilizar a construção. A Figura 21 apresenta ilustrações de gabiões.

A rede metálica que compõe os gabiões apresenta resistência mecânica elevada. No caso da ruptura de um dos arames, a dupla torção dos elementos preserva a forma e a flexibilidade da malha, absorvendo as deformações excessivas. O arame dos gabiões é protegido por uma galvanização dupla e, em alguns casos, por revestimento com uma camada de PVC. Esta proteção é eficiente contra a ação das intempéries e de águas e solos agressivos (Maccaferri, 1990).

As principais características dos muros de gabiões são a flexibilidade, que permite que a estrutura se acomode a recalques diferenciais e a permeabilidade.



Figura 4. Muro Gabião

2.1.3.1. Muros em fogueira (“crib wall”)

“Crib Walls” (Figura 5) são estruturas formadas por elementos pré-moldados de concreto armado, madeira ou aço, que são montados no local, em forma de “fogueiras” justapostas e interligadas longitudinalmente, cujo espaço interno é preenchido com material granular graúdo. São estruturas capazes de se acomodarem a recalques das fundações e funcionam como muros de gravidade.

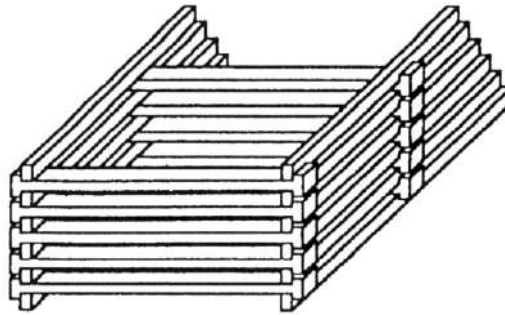


Figura 5. Muro Crib wall

2.1.4. Muros de sacos de solo-cimento

Os muros (Figura 6, Figura 7) são constituídos por camadas formadas por sacos de poliéster ou similares, preenchidos por uma mistura cimento-solo da ordem de 1:10 a 1:15 (em volume).

O solo utilizado é inicialmente submetido a um peneiramento em uma malha de 9mm, para a retirada dos pedregulhos. Em seguida, o cimento é espalhado e misturado, adicionando-se água em quantidade 1% acima da correspondente à umidade ótima de compactação proctor normal. Após a homogeneização, a mistura é colocada em sacos, com preenchimento até cerca de dois terços do volume útil do saco. Procede-se então o fechamento mediante costura manual. O ensacamento do material facilita o transporte para o local da obra e torna dispensável a utilização de fôrmas para a execução do muro.

No local de construção, os sacos de solo-cimento são arrumados em camadas posicionadas horizontalmente e, a seguir, cada camada do material é compactada de modo a reduzir o volume de vazios. O posicionamento dos sacos de uma camada é propositalmente desencontrado em relação à camada imediatamente inferior, de modo a garantir um maior intertravamento e, em conseqüência, uma maior densidade do muro. A compactação é em geral realizada manualmente com soquetes.

As faces externas do muro podem receber uma proteção superficial de argamassa de concreto magro, para prevenir contra a ação erosiva de ventos e águas superficiais.

Esta técnica tem se mostrado promissora devido ao baixo custo e pelo fato de não requerer mão de obra ou equipamentos especializados. Um muro de arrimo de solo-cimento com altura entre 2 e 5 metros tem custo da ordem de 60% do custo de um muro de igual altura executado em concreto armado (Marangon, 1992). Como vantagens adicionais, pode-se citar a facilidade de execução do muro com forma curva (adaptada à topografia local) e a adequabilidade do uso de solos residuais.

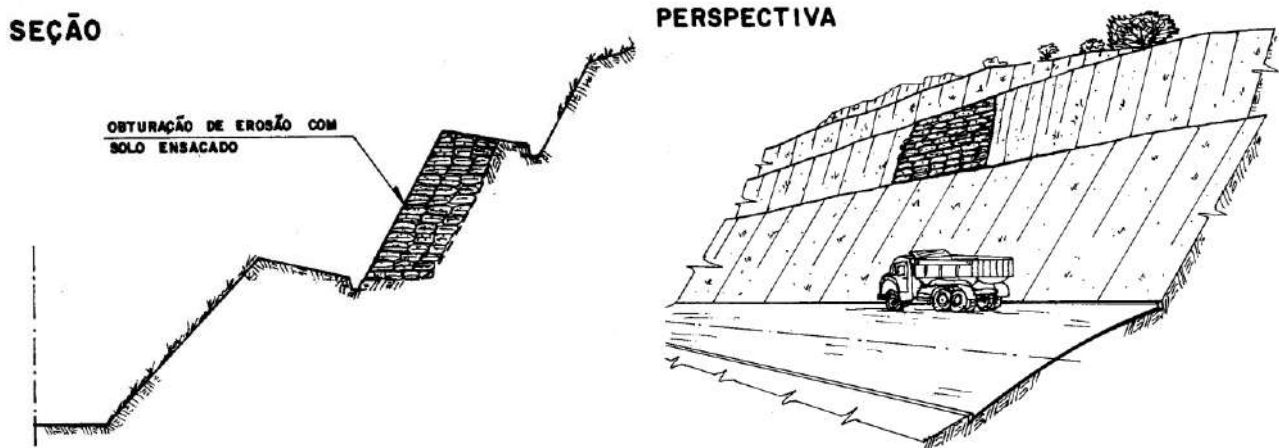


Figura 6. Muro de contenção com sacos de solo-cimento



Figura 7. Ilustração de muro com sacos de solo-cimento

Resultados típicos de ensaios de laboratório com misturas de solo-cimento estão resumidos na Tabela 1. Nestes ensaios, foram utilizados solos residuais jovens gnáissicos (70 a 90% de areia). A variação do teor de cimento pouco afeta os resultados de compactação; no entanto, a rigidez e a resistência crescem significativamente. Deve-se ainda ressaltar que, após um mês de cura, foram observados valores de σ_r cerca de 50 a 100% superiores aos obtidos aos sete dias. Como conclusão recomenda-se um teor de cimento (C/S) da ordem de 7 a 8% em peso para a estabilização dos solos em obras de contenção de encostas.

Tabela 1. Parâmetros típicos de misturas de solo-cimento (Marangon, 1992)

C/S (%)	ω (%)	γ_d (kN/m ³)	E (MPa)	σ_r (kPa)
0	14,1	17,2	--	--
5	12,9	17,8	405	1177
7	13,3	18,0	767	1771
8	12,7	18,0	921	2235

Nota:
C/S = porcentagem em peso do teor de cimento na mistura
 ω e γ_d são, respectivamente, teor de umidade ótima e peso específico seco máximo, resultados de compactação proctor normal
E = módulo de elasticidade
 σ_r = resistência à compressão simples da mistura de solo-cimento (cura de 7 dias)

2.1.5. Muros de pneus

Os *muros de pneus* (Figura 8) são construídos a partir do lançamento de camadas horizontais de pneus, amarrados entre si com corda ou arame e preenchidos com solo compactado. Funcionam como muros de gravidade e apresentam com vantagens o reuso de pneus descartados e a flexibilidade. A utilização de pneus usados em obras geotécnicas apresenta-se como uma solução que combina a elevada resistência mecânica do material com o baixo custo, comparativamente aos materiais convencionais.

Sendo um muro de peso, os muros de solo-pneus estão limitados a alturas inferiores a 5m e à disponibilidade de espaço para a construção de uma base com largura da ordem de 40 a 60% da altura do muro. No entanto, deve-se ressaltar que o muro de solo-pneus é uma estrutura flexível e, portanto, as deformações horizontais e verticais podem ser superiores às usuais em muros de peso de alvenaria ou concreto. Assim sendo, não se recomenda a construção de muros de solo-pneus para contenção de terrenos que sirvam de suporte a obras civis pouco deformáveis, tais como estruturas de fundações ou ferrovias.

Como elemento de amarração entre pneus, recomenda-se a utilização de cordas de polipropileno com 6mm de diâmetro. Cordas de náilon ou sisal são facilmente degradáveis e não devem ser utilizadas. O peso específico do material solo-pneus utilizado em muro experimental foi determinado a partir de ensaios de densidade no campo (Medeiros et al.; 1997), e varia na faixa de 15,5 kN/m³ (solo com pneus inteiros) a 16,5 kN/m³ (solo com pneus cortados).

O posicionamento das sucessivas camadas horizontais de pneus deve ser descasado, de forma a minimizar os espaços vazios entre pneus.

A face externa do muro de pneus deve ser revestida, para evitar não só o carreamento ou erosão do solo de enchimento dos pneus, como também o vandalismo ou a possibilidade de incêndios. O revestimento da face do muro deverá ser suficientemente resistente e flexível, ter boa aparência e ser de fácil construção. As principais opções de revestimento do muro são

alvenaria em blocos de concreto, concreto projetado sobre tela metálica, placas pré-moldadas ou vegetação.



Figura 8 Muro de pneus

2.1.6. Muros de Flexão

Muros de Flexão são estruturas mais esbeltas com seção transversal em forma de “L” que resistem aos empuxos por flexão, utilizando parte do peso próprio do maciço, que se apóia sobre a base do “L”, para manter-se em equilíbrio.

Em geral, são construídos em concreto armado, tornando-se anti-econômicos para alturas acima de 5 a 7m. A laje de base em geral apresenta largura entre 50 e 70% da altura do muro. A face trabalha à flexão e se necessário pode empregar vigas de enrijecimento, no caso alturas maiores.

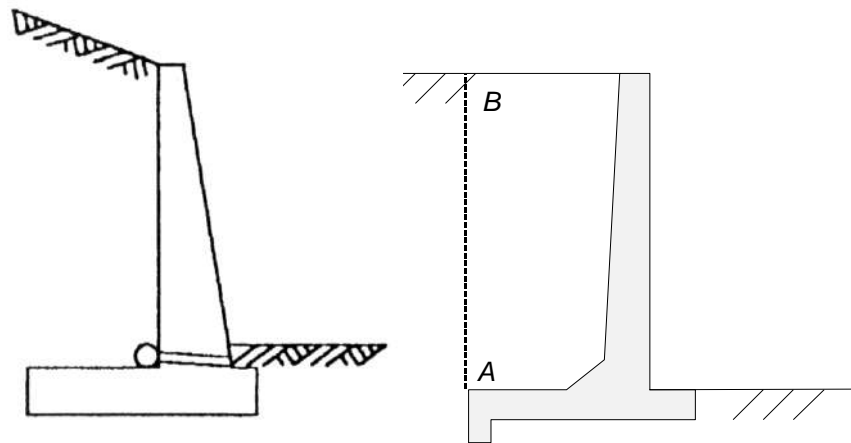


Figura 9. Muro de flexão

Para muros com alturas superiores a cerca de 5 m, é conveniente a utilização de contrafortes (ou nervuras), para aumentar a estabilidade contra o tombamento (Figura 10). Tratando-se de laje de base interna, ou seja, sob o retroaterro, os contrafortes devem ser adequadamente armados para resistir a esforços de tração. No caso de laje externa ao retroaterro, os contrafortes trabalham à compressão. Esta configuração é menos usual, pois acarreta perda de espaço útil a jusante da estrutura de contenção. Os contrafortes são em geral espaçados de cerca de 70% da altura do muro.



Figura 10. Muro com contraforte

Muros de flexão (Figura 11) podem também ser ancorados na base com tirantes ou chumbadores (rocha) para melhorar sua condição de estabilidade. Esta solução de projeto pode ser aplicada quando na fundação do muro ocorre material competente (rocha sã ou alterada) e quando há limitação de espaço disponível para que a base do muro apresente as dimensões necessárias para a estabilidade.

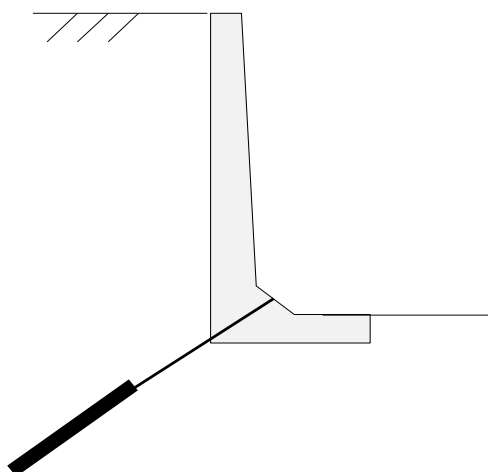


Figura 11 Muro de concreto ancorado na base: seção transversal

3. INFLUÊNCIA DA ÁGUA

Grande parte dos acidentes envolvendo muros de arrimo está relacionada ao acúmulo de água no maciço. A existência de uma linha freática no maciço é altamente desfavorável,

aumentando substancialmente o empuxo total. O acúmulo de água, por deficiência de drenagem, pode duplicar o empuxo atuante. O efeito da água pode ser direto, resultante do acúmulo de água junto ao tardo interno do muro, ou indireto, produzindo uma redução da resistência ao cisalhamento do maciço em decorrência do acréscimo das pressões intersticiais. A resistência ao cisalhamento dos solos é expressa pela equação:

$$\tau = c' + \sigma' \tan \phi' = c' + (\sigma - u) \tan \phi'$$

onde: c' e ϕ' = parâmetros de resistência do solo;

σ' = tensão normal efetiva;

σ = tensão normal total ;

u = poropressão.

O efeito direto é o de maior intensidade podendo ser eliminado ou bastante atenuado, por um sistema de drenagem eficaz. Todo cuidado deve ser dispensado ao projeto do sistema de drenagem para dar vazão a precipitações excepcionais e para que a escolha do material drenante seja feita de modo a impedir qualquer possibilidade de colmatação ou entupimento futuro.

3.1. Sistemas de Drenagem²

Para um comportamento satisfatório de uma estrutura de contenção, é fundamental a utilização de sistemas eficientes de drenagem. Os sistemas de drenagem podem ser superficiais ou internos. Em geral, os projetos de drenagem combinam com dispositivos de proteção superficial do taluder.

Sistemas de **drenagem superficial** devem captar e conduzir as águas que incidem na superfície do talude, considerando-se não só a área da região estudada como toda a bacia de captação.

Diversos dispositivos (canaletas transversais, canaletas longitudinais de descida (escada), dissipadores de energia, caixas coletoras etc.) podem ser selecionados para o projeto, dependendo da natureza da área (ocupação densa, com vegetação etc.), das condições geométricas do talude, do tipo de material (solo/rocha).

² Manual da GeoRio (1999) – Drenagem e Proteção superficial



(a) Canaleta transversal



(b) Canaleta longitudinal



(c) caixa de passagem

Figura 12. Dispositivos de drenagem superficial (GeoRio)

Sistemas de proteção de talude têm como função reduzir a infiltração e a erosão, decorrentes da precipitação de chuva sobre o talude. As alternativas de proteção superficial podem ser classificadas em dois grupos: proteção com vegetação (Figura 23) e proteção com impermeabilização (Figura 24). Não existe uma regra para a concepção de projetos desta natureza, entretanto deve-se sempre considerar a proteção vegetal como a primeira alternativa, em particular, para taludes não naturais.



(a) cobertura vegetal



(b) impermeabilização com concreto projetado

Figura 13. Proteção superficial (GEO, 1995)

Processos de infiltração decorrentes da precipitação de chuva podem alterar as condições hidrológicas do talude, reduzindo as sucções e/ou aumentando a magnitude das poropressões (Figura 14). Em ambos os casos, estas mudanças acarretam uma redução na tensão efetiva e, conseqüentemente, uma diminuição da resistência ao cisalhamento do material, tendendo a causar instabilidade. Ressalta-se que, no caso de taludes localizados em áreas urbanas, mudanças nas condições hidrológicas podem ocorrer não somente devido à infiltração das águas de chuva, como também devido a infiltrações causadas por vazamentos em tubulações de água e/ou esgoto.

Sistemas de **drenagem subsuperficiais** (drenos horizontais, trincheiras drenantes longitudinais, drenos internos de estruturas de contenção, filtros granulares e geodrenos) têm como função controlar as magnitudes de pressões de água e/ou captar fluxos que ocorrem no interior dos taludes. Estes sistemas tendem a causar rebaixamento do nível piezométrico, sendo o volume de água que flui através dos drenos diretamente proporcional ao coeficiente de permeabilidade e ao gradiente hidráulico. Com o rebaixamento do nível piezométrico, o gradiente hidráulico diminui e o fluxo então vai se reduzindo progressivamente até se restabelecer uma condição de regime permanente. Em solos de baixa condutividade hidráulica, esta redução pode significar a inexistência de um volume de drenagem visível a olho nu, a qual não deve, entretanto, ser associada à deterioração do dreno. Este tipo de comportamento muitas vezes gera dúvidas quanto a eficácia do sistema de drenagem, sugerindo a possibilidade de colmatação. Neste sentido, recomenda-se a monitoração contínua, através da instalação de piezômetros, comparando-se registros antes, durante e após a construção.

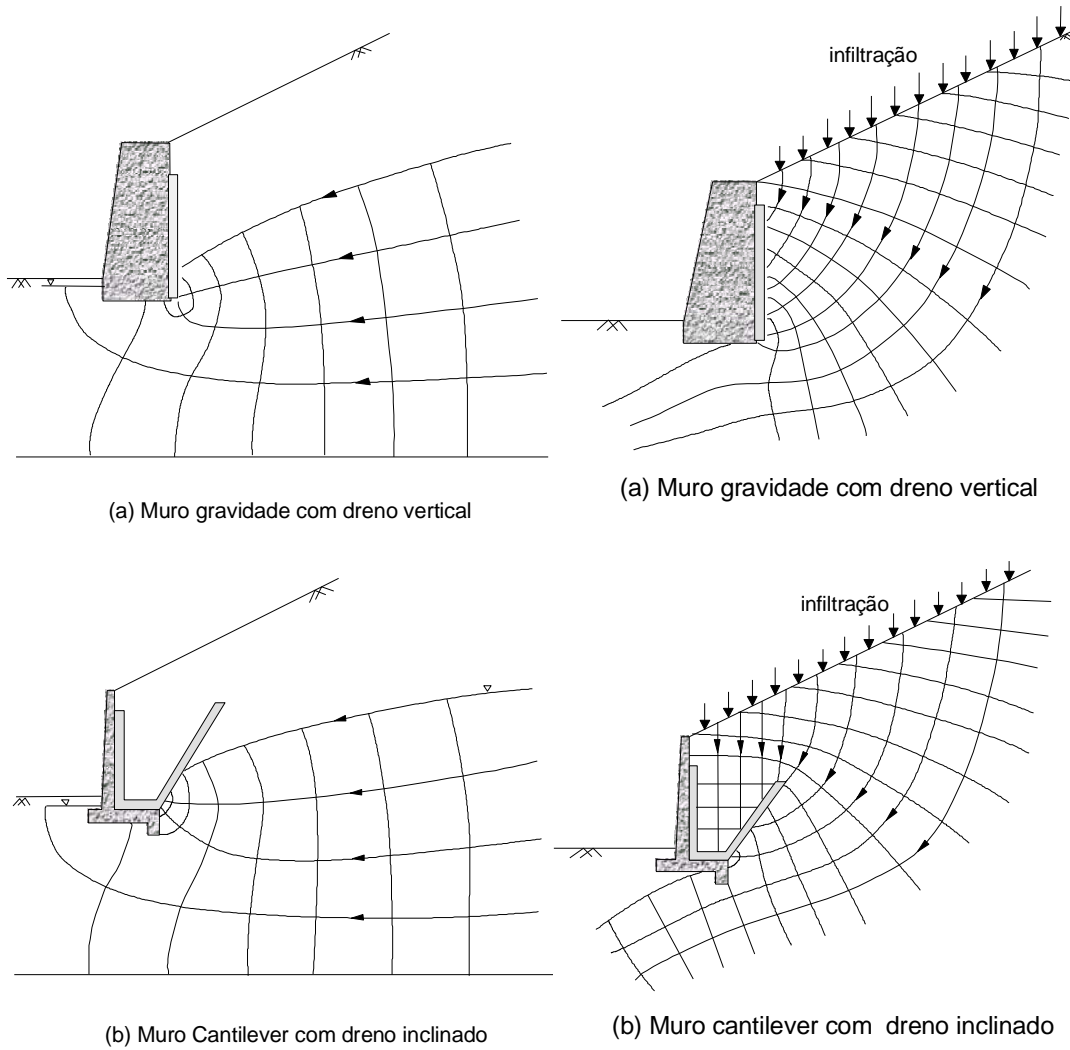


Figura 14. Redes de fluxo em muros

A Figura 15 e Figura 16 apresentam esquemas de sistemas de drenagem. Quando não há inconveniente em drenar as águas para a frente do muro, podem ser introduzidos furos drenantes ou barbacãs.

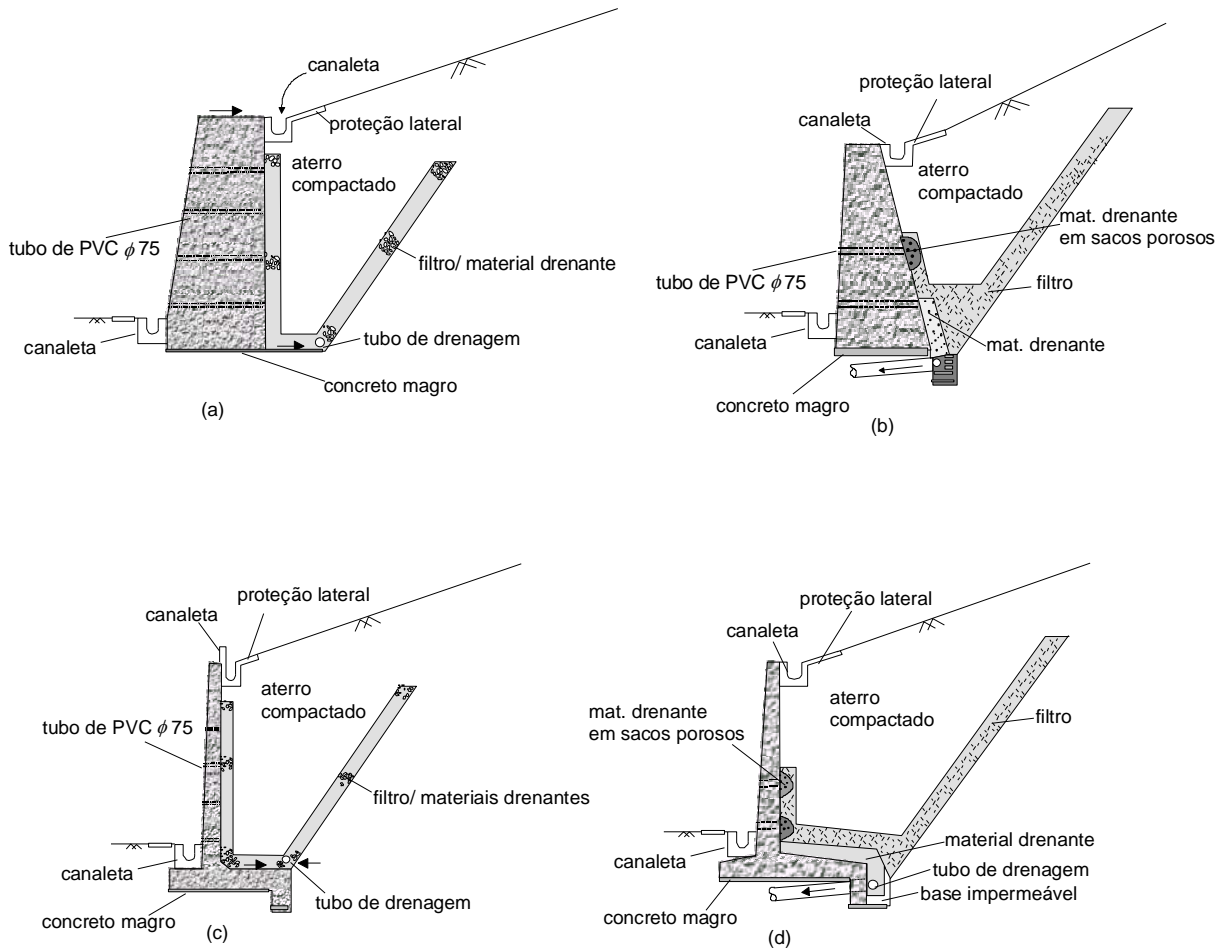


Figura 15. Sistemas de Drenagem – dreno inclinado

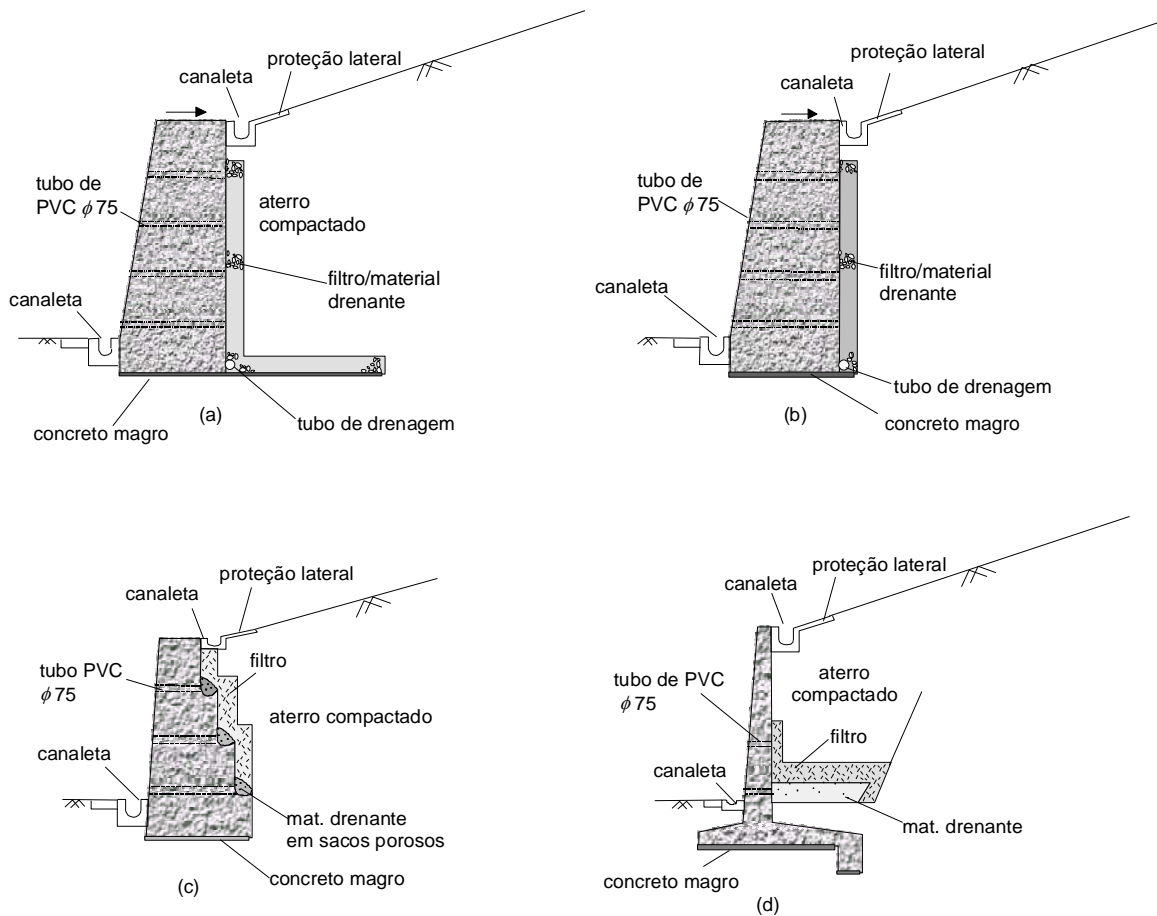


Figura 16. Sistemas de Drenagem – dreno vertical

Durante a construção da estrutura de arrimo, a execução dos drenos deve ser cuidadosamente acompanhada, observando o posicionamento do colchão de drenagem e garantindo que durante o lançamento do material não haja contaminação e/ou segregação.

A Figura 17 mostra a drenagem em funcionamento

Os muros com características drenantes (*crib walls* e gabiões), também requerem instalação de filtro vertical na face interna do muro, a menos que o material de preenchimento atue como filtro, impedindo o carreamento da fração fina do retroaterro. Em gabiões, recomenda-se, ainda, a instalação de uma camada drenante na base para proteção da fundação contra eventuais processos erosivos.



Figura 17. Drenagem de muro com barbaças

4. ESTABILIDADE DE MUROS DE ARRIMO

Na verificação de um muro de arrimo, seja qual for a sua seção, devem ser investigadas as seguintes condições de estabilidade: tombamento, deslizamento da base, capacidade de carga da fundação e ruptura global, como indica a Figura 18.

O projeto é conduzido assumindo-se um pré-dimensionamento (Figura 19) e, em seguida, verificando-se as condições de estabilidade.

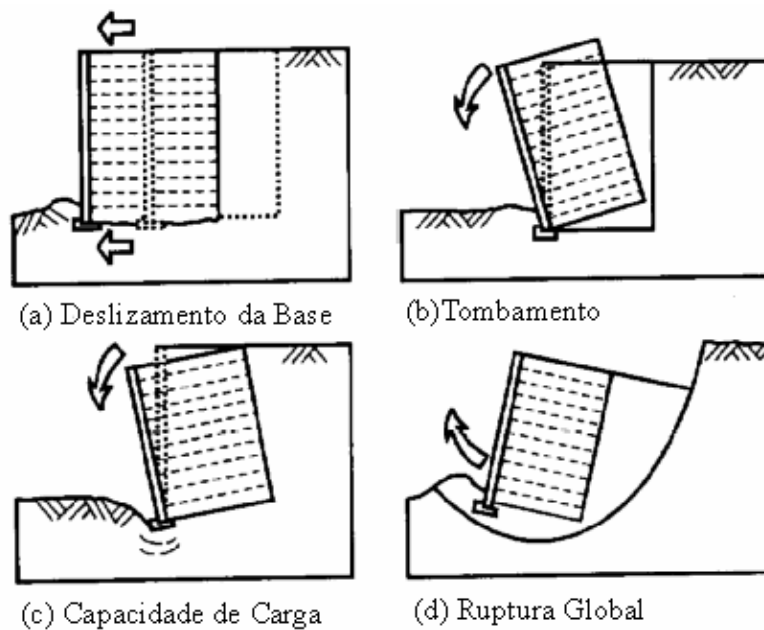


Figura 18. Estabilidade de Muros de Arrimo

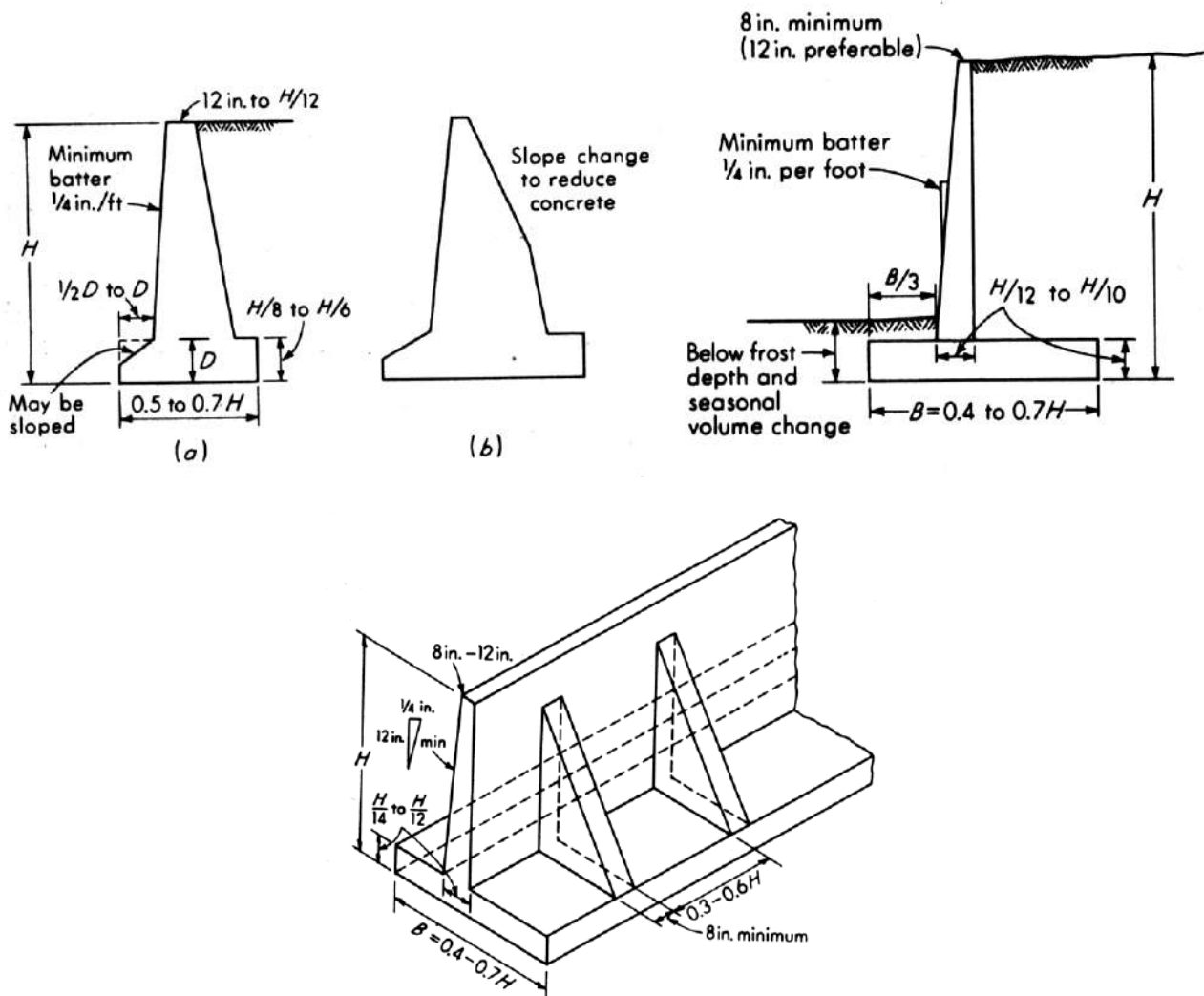


Figura 19. Pré-dimensionamento

4.1. Cálculo dos esforços Rankine x Coulomb

A segunda etapa do projeto envolve a definição dos esforços atuantes.

As teorias de Rankine e Coulomb satisfazem o equilíbrio de esforços vertical e horizontal. Por outro lado, não atendem ao equilíbrio de momentos, visto que a superfície de ruptura em geral possui uma certa curvatura. O critério de equilíbrio de projeto depende da geometria da seção. A Figura 20 mostra exemplos de cálculo usando os 2 métodos e a Figura 21 mostra exemplos de cálculo para o caso de muro cantilever

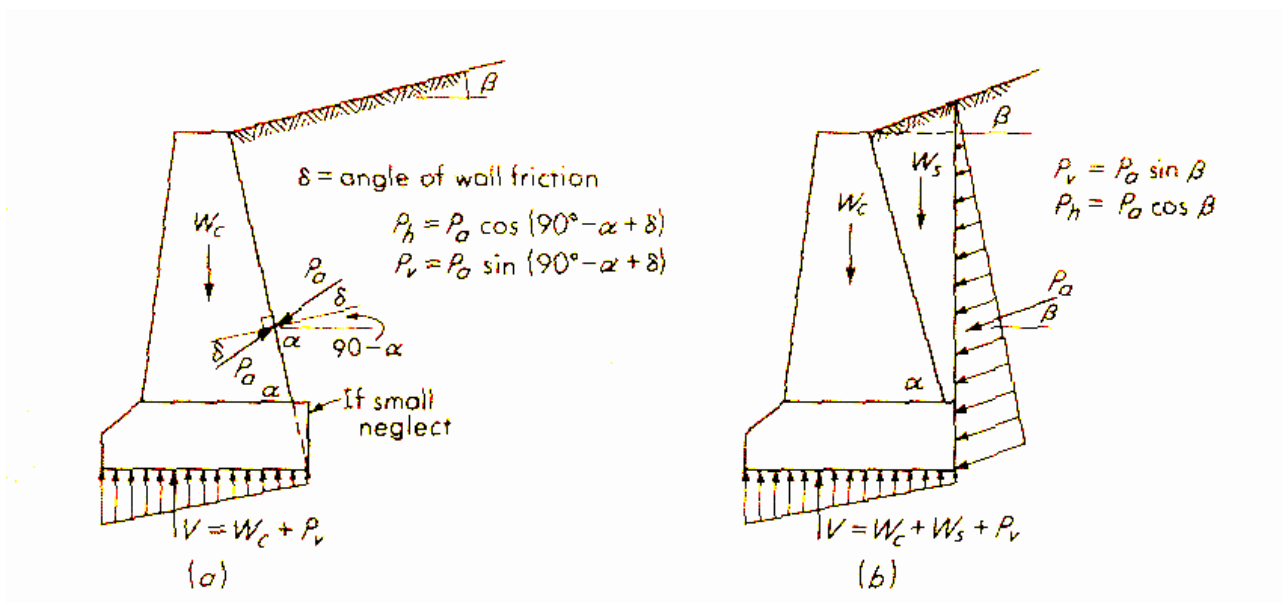


Figura 20. Esforços no muro (a) Coulomb (b) Rankine

A solução de Rankine tende a fornecer valores mais elevados de empuxo ativo. Entretanto é mais utilizada porque:

- ✓ as soluções são simples, especialmente quando o retroaterro é horizontal.
- ✓ dificilmente se dispõe dos valores dos parâmetros de resistência solo-muro (δ).
- ✓ No caso ativo, o efeito do atrito solo-muro no valor do coeficiente de empuxo ativo K_a é desprezível. O efeito do coeficiente de atrito solo-muro pode ser expresso pela mudança na direção do empuxo total E_A
- ✓ Para paramentos não verticais, o solo pode ser incorporado ao muro

As grandes limitações da teoria de Rankine são:

- ✓ O retroaterro deve ser plano
- ✓ A parede não deve interferir na cunha de ruptura
- ✓ Não existe resistência mobilizada no contato solo-muro

A Figura 21 mostra exemplos de dimensionamento de uso da teoria de Rankine para diferentes tipos de muros.

Apesar de mais geral, a solução de Coulomb também impõe que:

- ✓ O retroaterro deve ser plano
- ✓ A face da parede deve ser plana

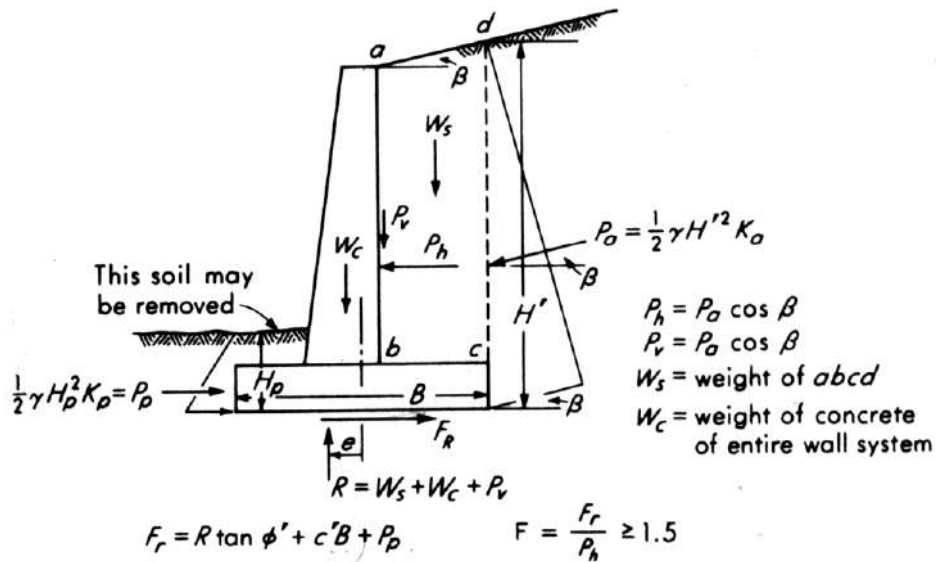
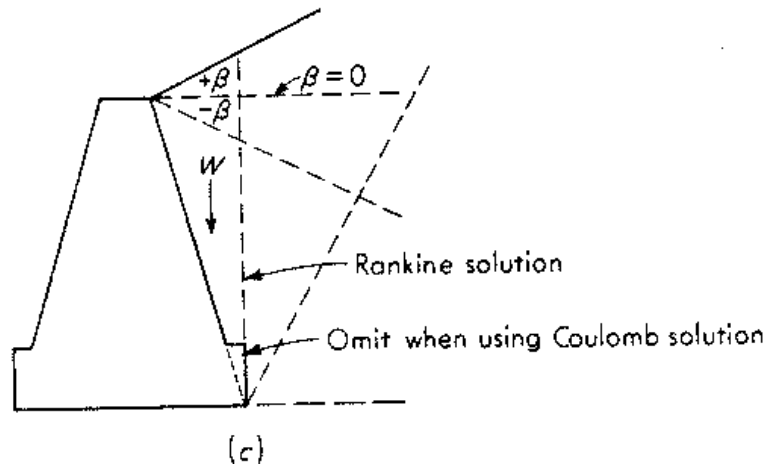
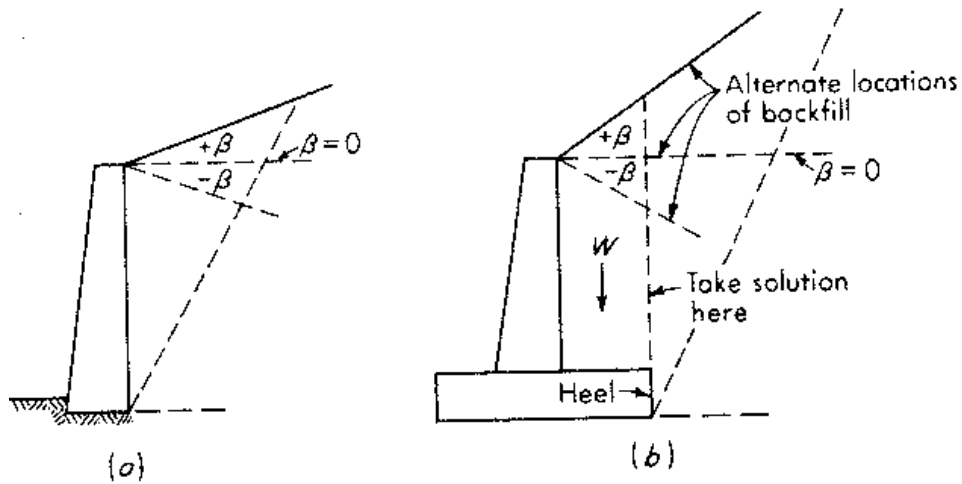


Figura 21. Esforços no muro – Rankine

4.2. Método construtivo

Durante a compactação do retro aterro surgem esforços horizontais adicionais associados a ação dos equipamentos de compactação. Para muros com retroaterro inclinado, usa-se em geral equipamentos de compactação pesados. Os empuxos resultantes podem ser superiores aos calculados pelas teorias de empuxo ativo. Há na literatura alguns trabalhos que tratam do assunto. Ingold (1979) usou a teoria da elasticidade para calcular o acréscimo de esforço horizontal gerado durante a construção.

Na prática, alguns engenheiros preferem aplicar um fator de correção da ordem de 20% no valor do empuxo calculado. Outros sugerem alterar a posição da resultante para uma posição entre 0,4H a 0,5H, contado a partir da base do muro, ao invés de H/3

4.3. Parâmetros de resistência

Os parâmetros de resistência são usualmente obtidos para a condição de ruptura (pico da curva tensão-deformação) do solo e, dependendo da condição de projeto, devem ser corrigidos por fatores de redução, conforme indicado abaixo

$$\phi'_d = \arctan\left(\frac{\tan \phi'_p}{FS_\phi}\right) \quad ; \quad c'_d = \left(\frac{c'_p}{FS_c}\right)$$

onde: ϕ'_d e c'_d são, respectivamente, o ângulo de atrito e a coesão para dimensionamento; ϕ'_p e c'_p são, respectivamente, o ângulo de atrito e a coesão de pico; e FS_ϕ e FS_c são os fatores de redução para atrito e coesão, respectivamente. Os valores de FS_ϕ e FS_c devem ser adotados na faixa entre 1,0 e 1,5, dependendo da importância da obra e da confiança na estimativa dos valores dos parâmetros de resistência ϕ'_p e c'_p .

A Tabela 2 apresenta uma indicação de valores típicos dos parâmetros geotécnicos usualmente necessários para pré-dimensionamento de muros de contenção com solos da região do Rio de Janeiro.

Tabela 2 Valores típicos de parâmetros geotécnicos para projeto de muros

TIPO DE SOLO	γ (kN/m ³)	ϕ' (graus)	c' (kPa)
Aterro compactado	19 - 21	32 - 42	0 - 20

(silte areno-argiloso)			
Solo residual maduro	17 - 21	30 - 38	5 - 20
Colúvio <i>in situ</i>	15 - 20	27 - 35	0 - 15
Areia densa	18 - 21	35 - 40	0
Areia fofa	17 - 19	30 - 35	0
Pedregulho uniforme	18 - 21	40 - 47	0
Pedregulho arenoso	19 - 21	35 - 42	0

No contato do solo com a base do muro, deve-se sempre considerar a redução dos parâmetros de resistência. O solo em contato com o muro é sempre amolgado e a camada superficial é usualmente alterada e compactada, antes da colocação da base. Assim sendo, deve-se considerar:

$$\text{Ângulo de atrito solo muro } (\delta) = 2\phi/3$$

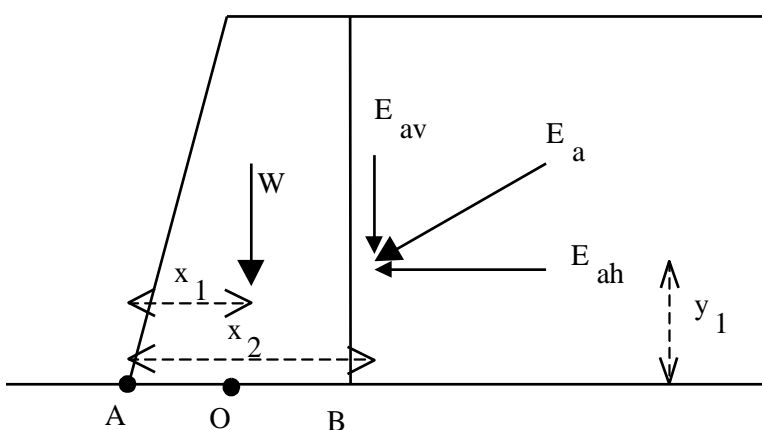
$$\text{Adesão } (a) = 2c/3 \text{ a } 3c/4$$

4.4. Segurança contra o Tombamento

Para que o muro não tombe em torno da extremidade externa (ponto A da Figura 22), o momento resistente deve ser maior do que o momento solicitante. O momento resistente (M_{res}) corresponde ao momento gerado pelo peso do muro. O momento solicitante (M_{solic}) é definido como o momento do empuxo total atuante em relação ao ponto A.

O coeficiente de segurança contra o tombamento é definido como a razão:

$$FS_{TOMB} = \frac{M_{RES}}{M_{SOLIC}} \geq 1,5$$



$$FS_{tomb} = \frac{W \cdot x_1 + E_{av} \cdot x_2}{E_{ah} \cdot y_1} \geq 1,5.$$

Figura 22. Segurança contra o tombamento

4.5. Segurança contra o Deslizamento

A segurança contra o deslizamento consiste na verificação do equilíbrio das componentes horizontais das forças atuantes, com a aplicação de um fator de segurança adequado:

$$FS_{\text{DESLIZ}} = \frac{\Sigma F_{\text{RES}}}{\Sigma F_{\text{SOLIC}}} \geq 1,5$$

onde: ΣF_{res} = somatório dos esforços resistentes; ΣF_{solic} = somatório dos esforços solicitantes
 FS_{desliz} = fator de segurança contra o deslizamento.

A Figura 23 ilustra os esforços atuantes no muro. O fator de segurança contra o deslizamento será:

$$FS_{\text{DESLIZ}} = \frac{E_p + S}{E_a} \geq 1,5$$

onde: E_p = empuxo passivo; E_a = empuxo ativo; S = esforço cisalhante na base do muro.

O empuxo passivo, quando considerado, deve ser reduzido por um Fator de segurança entre 2 e 3, uma vez que sua mobilização requer a existência de deslocamentos significativos. Alternativamente, esta componente pode ser simplesmente desprezada.

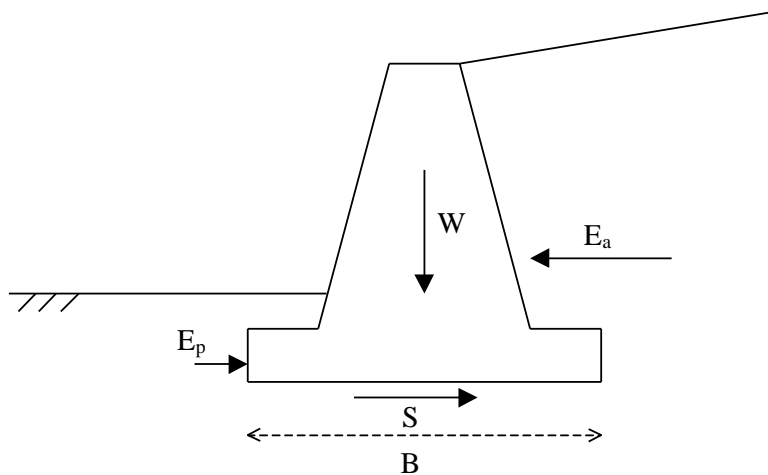


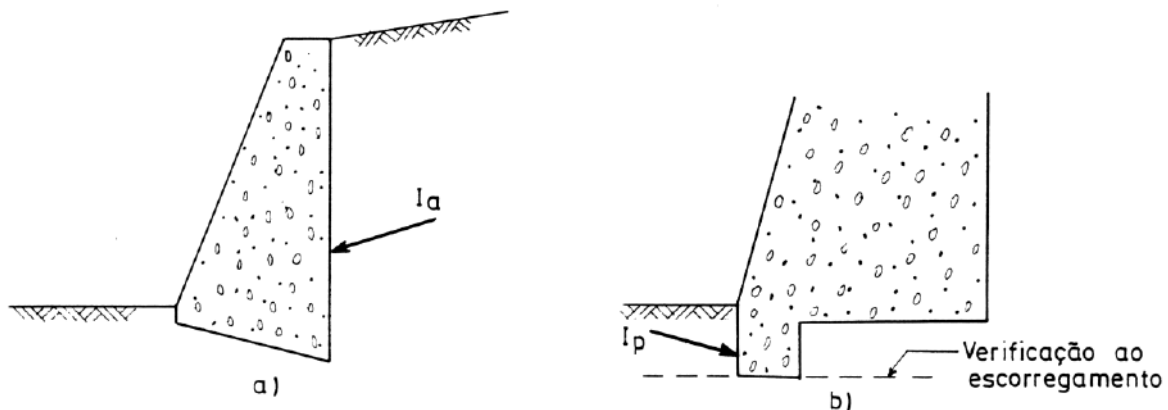
Figura 23. Segurança contra o deslizamento

O valor de S é calculado pelo produto da resistência ao cisalhamento na base do muro vezes a largura; isto é :

Tipo de análise	Solo	Equação
Longo prazo	permeabilidade alta	$S = B \times \left[c'_w + \left(\frac{W}{B} - u \right) \tan \delta \right]$
Curto prazo ($\phi=0$)	permeabilidade baixa	$S = B \times s_u$

Notas: δ = atrito solo-muro, B = largura da base do muro; c'_w = adesão solo-muro; W = somatório das forças verticais; u = poropressão

O deslizamento pela base é, em grande parte dos casos, o fator condicionante. As 2 medidas ilustradas na Figura 24 permitem obter aumentos significativos no fator de segurança: base do muro é construída com uma determinada inclinação, de modo a reduzir a grandeza da projeção do empuxo sobre o plano que a contém; muro prolongado para o interior da fundação por meio de um “dente”; dessa forma, pode-se considerar a contribuição do empuxo passivo.



(a) Inclinação da base do muro

(b) construção de um “dente”

Figura 24. Medidas para aumentar o FS contra o deslizamento da base do muro.

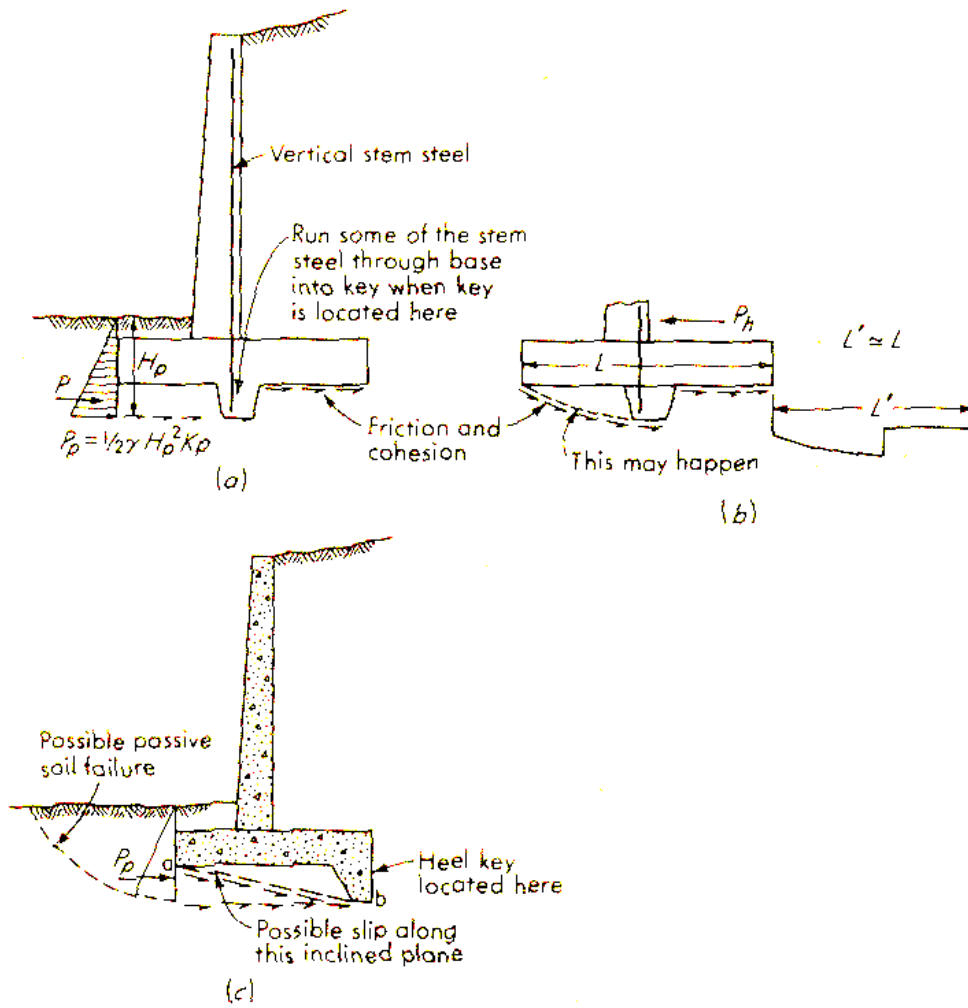


Figura 25. Superfícies de ruptura geradas com a presença do dente.

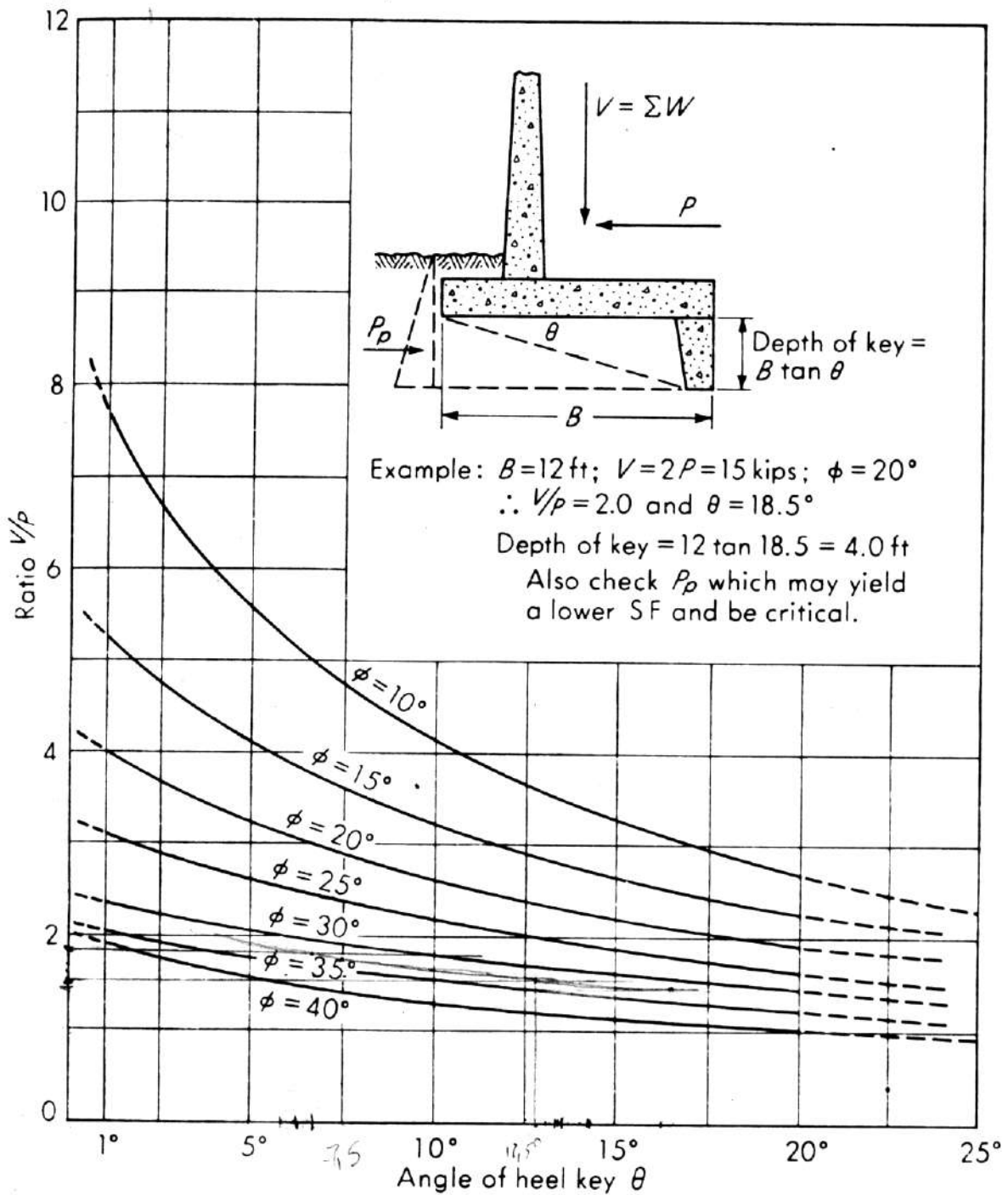


Figura 26.. Curvas para determinação da profundidade do dente para garantir FS=1,5.³

³ Bowles, J. (1977) Foundation Analysis and Design, Mc-Graw Hill, Inc.

4.6. Capacidade de Carga da Fundação

A capacidade de carga consiste na verificação da segurança contra a ruptura e deformações excessivas do terreno de fundação. A análise geralmente considera o muro rígido e a distribuição de tensões linear ao longo da base.

Se a resultante das forças atuantes no muro localizar-se no núcleo centra da base do muro, o diagrama de pressões no solo será aproximadamente trapezoidal. O terreno estará submetido apenas a tensões de compressão.

A Figura 27 apresenta os esforços atuantes na base do muro. A distribuição de pressões verticais na base do muro apresenta uma forma trapezoidal e esta distribuição não uniforme é devida à ação combinada do peso W e do empuxo E sobre o muro. As equações de equilíbrio serão:

$$\begin{aligned} \sum F_v = 0 &\Leftrightarrow (\sigma_1 + \sigma_2) \times \frac{b}{2} = V \\ \sum M_o = 0 &\Leftrightarrow (\sigma_1 - \sigma_2) \times \frac{b}{2} \times \frac{b}{6} = V \times e \end{aligned} \quad \Leftrightarrow \quad \begin{cases} \sigma_1 = \frac{V}{b} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot e}{b}\right) \\ \sigma_2 = \frac{V}{b} \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot e}{b}\right) \end{cases}$$

onde: V = somatório das forças verticais; e = excentricidade; b = largura da base do muro.

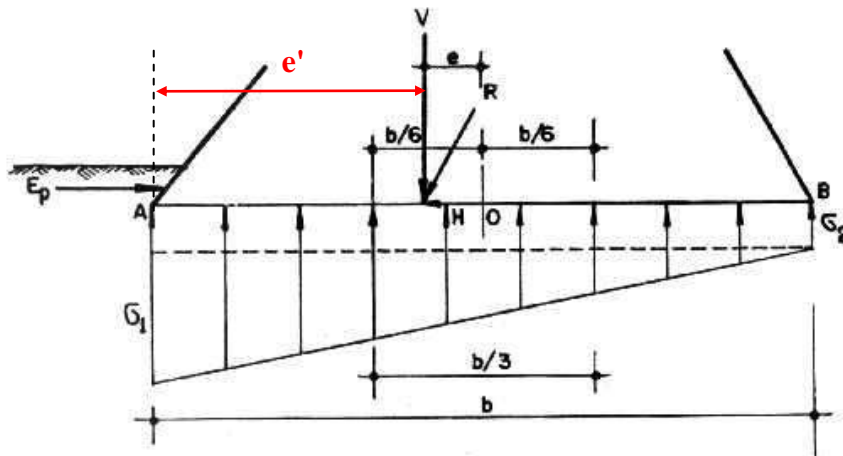


Figura 27. Capacidade de carga da fundação

A excentricidade é calculada pela resultante de momentos em relação ao ponto A:

$$V = \sum F_v \quad \Rightarrow \quad e' = \frac{\sum M}{\sum F_v} \quad \Rightarrow \quad e = (b/2) - e'$$

Deve-se garantir, que a base esteja submetida a tensões de compressão ($\sigma_{\min} \geq 0$) a resultante deve estar localizada no terço central; ou seja, $e \leq B / 6$, para evitar pressões de tração na base do muro.

Para evitar a ruptura do solo de fundação do muro, o critério usualmente adotado recomenda-se que

$$\sigma_{\max} < \frac{q_{\max}}{FS} \approx \frac{q_{\max}}{2,5}$$

sendo q_{\max} a capacidade de suporte calculada pelo método clássico de Terzaghi-Prandtl (Terzaghi e Peck, 1967), considerando a base do muro como sendo uma sapata, conforme mostra a equação

$$q_{\max} = c' \cdot N_c + q_s \cdot N_q + 0,5 \cdot \gamma_f \cdot B' \cdot N_\gamma$$

onde: $B' = B - 2e$ = largura equivalente da base do muro;

c' = coesão do solo de fundação;

γ_f = peso específico do solo de fundação;

N_c , N_q , N_γ = fatores de capacidade de carga (Tabela 3);

q_s = sobrecarga efetiva no nível da base da fundação ($q_s = 0$, caso a base do muro não esteja embutida no solo de fundação.)

Tabela 3 - Fatores de capacidade de carga (Vesic, 1975)

ϕ (graus)	N_c	N_q	N_γ
0	5,14	1,00	0,00
2	5,63	1,20	0,15
4	6,19	1,43	0,34
6	6,81	1,72	0,57
8	7,53	2,06	0,86
10	8,35	2,47	1,22
12	9,28	2,97	1,69
14	10,37	3,59	2,29
16	11,63	4,34	3,06
18	13,10	5,26	4,07
20	14,83	6,40	5,39
22	16,88	7,82	7,13
24	19,32	9,60	9,44
26	22,25	11,85	12,54
28	25,80	14,72	16,72
30	30,14	18,40	22,40
32	35,49	23,18	30,22
34	42,16	29,44	41,06
36	50,59	37,75	56,31
38	61,35	48,93	78,03
40	75,31	64,20	109,41
42	93,71	85,38	155,55
44	118,37	115,31	224,64
46	152,10	158,51	330,35
48	199,26	222,31	496,01
50	266,89	319,07	762,89

Se, no entanto, a resultante localizar-se fora do núcleo central, a distribuição será triangular e limitada apenas à compressão. A Figura 28 apresenta os esforços atuantes. Neste caso:

$$\sigma_1 \cdot 3 \cdot \frac{e'}{2} = V \Rightarrow \sigma_1 = \frac{2 \cdot V}{3 \cdot e'}$$

Caso qualquer uma das condições não seja obedecida, as tensões na base deverão ser recalculadas com a nova dimensão da base do muro.

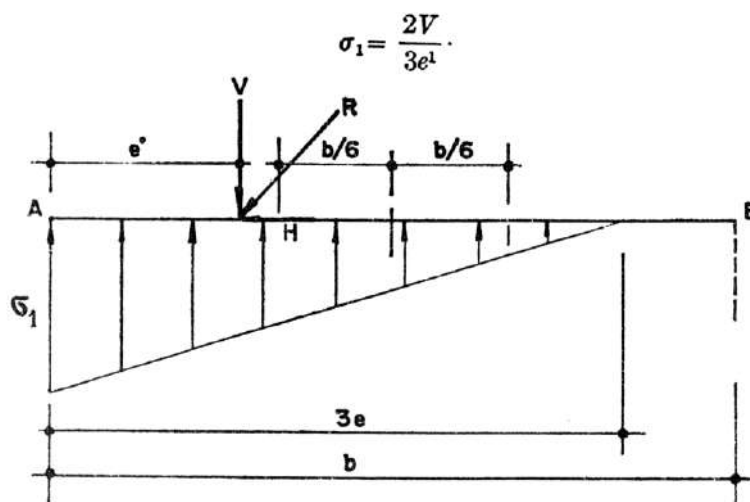


Figura 28. Capacidade de carga da fundação (resultante fora do núcleo central)

4.7. Segurança contra a Ruptura Global

A última verificação refere-se à segurança do conjunto muro-solo. A possibilidade de ruptura do terreno segundo uma superfície de escorregamento ABC (Figura 29) também deve ser investigada. Para isso, devem ser utilizados os conceitos de análise da estabilidade geral.

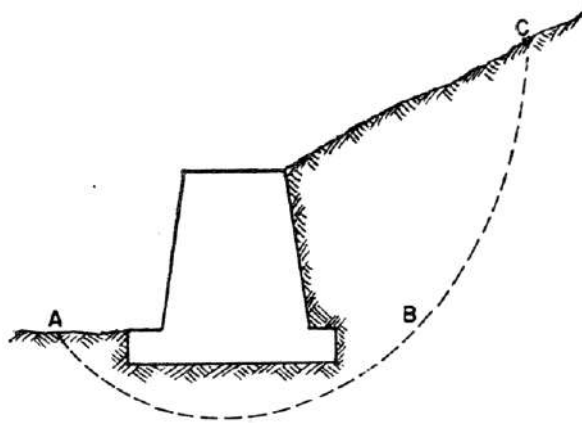


Figura 29. Estabilidade Global

A verificação de um sistema de contenção quanto a sua segurança em relação a estabilidade geral consiste na verificação de um mecanismo de ruptura global do maciço. Neste caso, a estrutura de contenção é considerada como um elemento interno à massa de solo, que potencialmente pode se deslocar como um corpo rígido. Normalmente essa verificação consiste em se garantir um coeficiente de segurança adequado à rotação de uma massa de solo que se desloca ao longo de uma superfície cilíndrica; isto é

$$FS_{\text{global}} = \frac{\sum M_{\text{resistentes}}}{\sum M_{\text{instabilizantes}}} \quad \left| \begin{array}{l} > 1,3 \text{ obras provisórias} \\ > 1,5 \text{ obras permanentes} \end{array} \right.$$

Para o cálculo do fator de segurança pode ser utilizado qualquer método de cálculo de equilíbrio limite, normalmente empregado para avaliação da estabilidade de taludes.

4.7.1. Método das Fatias - Fellenius

O método consiste em dividir a massa de solo em fatias e considerar as forças atuantes em cada uma delas como ilustra a Figura 30.

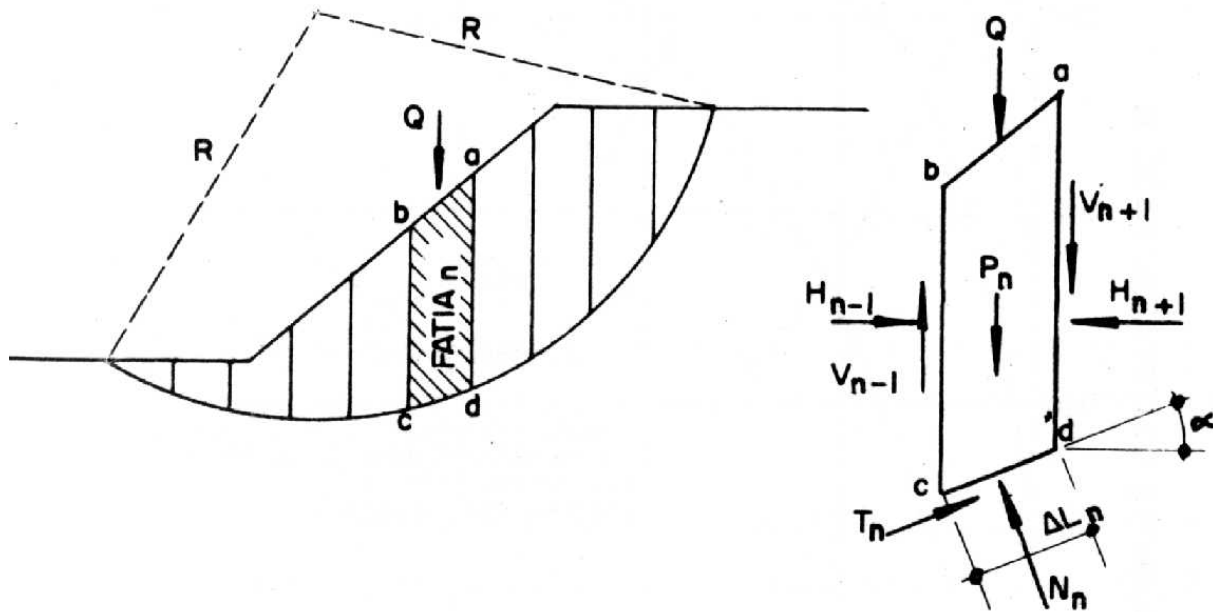


Figura 30. Método das Fatias

Em relação à fatia n , as forças a considerar são: o peso (P_n), a sobrecarga (Q), as reações normal e tangencial N_n e T_n ao longo da superfície de ruptura e as componentes normais (H_{n-1} e H_{n+1}) e verticais (V_{n-1} e V_{n+1}) das reações (R_{n-1} e R_{n+1}) das fatias vizinhas. Como o sistema é indeterminado, para resolvê-lo deve-se fazer algumas hipóteses quanto às grandezas e pontos de aplicação de H e V .

O método de *Fellenius* consiste em admitir que as reações R_{n-1} e R_{n+1} são iguais, da mesma direção e sentidos opostos. Com isso despreza-se a ação mútua entre as fatias. De imediato, escrevem-se as seguintes equações:

$$N_n = (P_n + Q)\cos\alpha \Rightarrow \sigma_n = \frac{N_n}{\Delta L_n}$$

$$T_n = (P_n + Q)\text{sen}\alpha \Rightarrow \tau_n = \frac{T_n}{\Delta L_n}$$

A resistência ao cisalhamento ao longo da base da fatia será:

$$\tau \times \Delta L_n = c' \times \Delta L_n + ((P_n + Q)\cos\alpha)\tan\phi'$$

Considerando todo o arco:

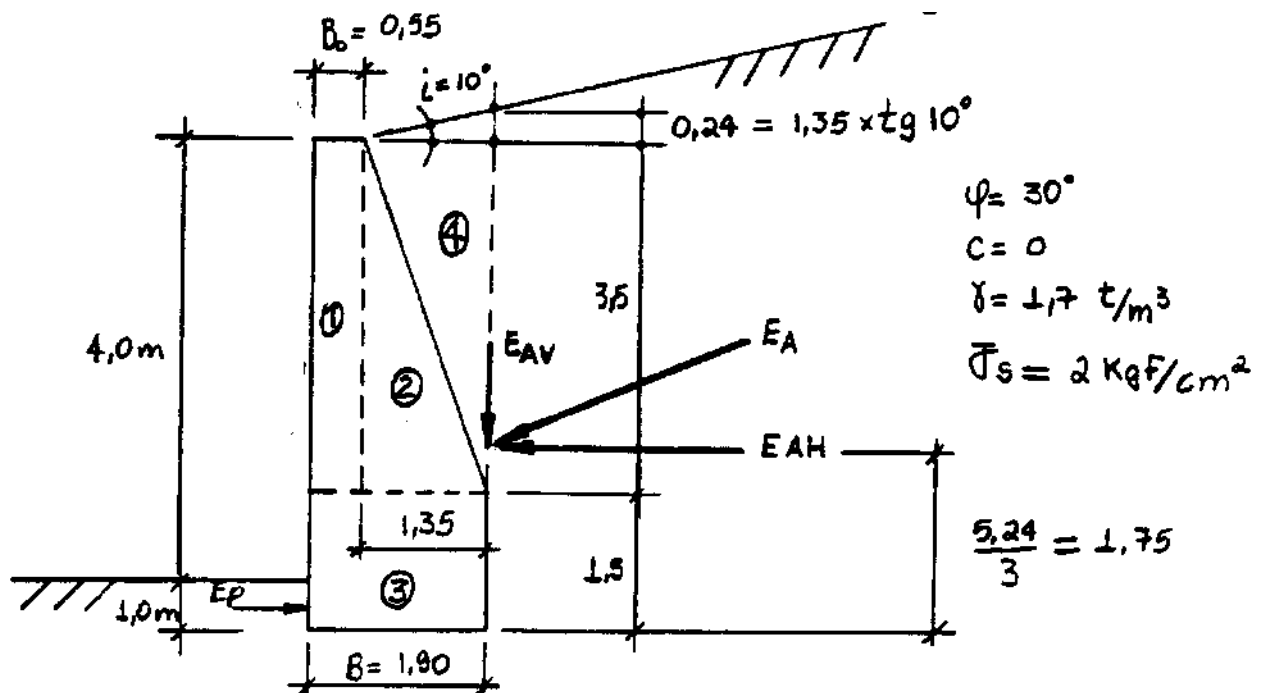
$$FS = \frac{\tau \times \Delta L_n}{\sum (P_n + Q)\text{sen}\alpha} = \frac{\sum c' \times \Delta L_n + ((P_n + Q)\cos\alpha)\tan\phi'}{\sum (P_n + Q)\text{sen}\alpha} \geq 1,5$$

Repetindo-se o cálculo para outras superfícies potenciais de ruptura, adotar-se-á como circunferência crítica aquela que conduzir ao menor valor de FS.

5. EXEMPLOS DE DIMENSIONAMENTO

Exemplo: Verificar a estabilidade do muro com retroaterro inclinado

O atrito solo-muro na base será desprezado, portanto vale a teoria de Rankine



Calculo dos empuxos totais

$$K_a = \frac{\cos i - \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \phi}}{\cos i + \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \phi}} \Rightarrow k_a = 0,35 \Rightarrow E_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma H^2 \cdot k_a = 8,17t$$

$$E_{ah} = E_a \cos i = 8,05t$$

$$E_{av} = E_a \sin i = 1,42t$$

$$K_p = \frac{\cos i + \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \phi}}{\cos i - \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \phi}} \Rightarrow k_p = 3,0 \Rightarrow E_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma H^2 \cdot k_p = 2,55t$$

$$(E_p)_{projeto} = \frac{E_p}{FS} = \frac{E_p}{3} = 0,85t$$

Calculo dos pesos do muro e braço de alavanca ($\gamma_{concreto} = 2,2 \text{ tf/m}^3$)

Area	Peso (t)	Braço de alavanca	Momento
1	$0,55 \times 3,5 \times 2,2 = 2,24$	$0,55/2 = 0,275$	1,17
2	$[(1,35 \times 3,5)/2] \times 2,2 = 5,2$	$0,55 + (1,35/3) = 1$	5,2
3	$1,9 \times 1,5 \times 2,2 = 6,27$	0,95	5,96
4	$[(3,74 \times 1,35)/2] \times 1,7 = 4,29$	$0,55 + (2/3) \times 1,35 = 1,45$	6,22
soma	20t		18,55

Resumo dos Esforços: $\Sigma F_v = 20 + 1,42 = 21,42t$

$$\Sigma F_h = 8,05 - 0,85 = 7,2t$$

$$\Sigma M = 18,55 + E_{av} \times 1,9 - E_{ah} \times 1,75 + E_p \times 1/3 =$$

$$\Sigma M = 18,55 + 1,42 \times 1,9 - 8,05 \times 1,75 + 0,85 \times 1/3 = 7,44t.m/m$$

Segurança contra o deslizamento:

Será adotado na análise uma redução de 1/3 para definir os parâmetros solo-muro

$$FS_{DESLIZ} = \frac{E_p + S}{E_a} \geq 1,5$$

$$S = B \times \left[c'_w + \left(\frac{W}{B} - u \right) \tan \delta \right] = 1,9 \times \left[0 + \left(\frac{21,42}{1,9} - 0 \right) \tan(30/3) \right] = 3,78t/m$$

$$FS_{DESLIZ} = \frac{0,85 + 3,78}{8,05} = 0,57 \Rightarrow \neq OK$$

Segurança contra o tombamento:

$$FS_{TOMB} = \frac{M_{RES}}{M_{SOLIC}} \geq 1,5$$

$$FS_{TOMB} = \frac{M_{muro} + M_{passivo} + E_{av} \times 1,9}{M_{ativo}} = \frac{18,55 + (0,85 * (1/3)) + (1,42 \times 1,9)}{8,05 * 1,75} = 1,53 \Rightarrow OK$$

Capacidade de carga:

i) Cálculo da excentricidade:

soma	22,3		30
------	------	--	----

Eah	8,05	1,75	-14,08
Ep	0,85	0,33	0,28
soma	7,2		-13,8

Segurança contra o deslizamento:

Será adotado na análise uma redução de 1/3 para definir os parâmetros solo-muro

$$S = B \times \left[c'_w + \left(\frac{W}{B} - u \right) \tan \delta \right] = 2,3 \times \left[0 + \left(\frac{22,3}{2,3} - 0 \right) \tan(30/3) \right] = 3,93t / m$$

$$FS_{DESILIZ} = \frac{0,85 + 3,93}{8,05} = 0,59 \Rightarrow \neq OK$$

Segurança contra o tombamento:

$$FS_{TOMB} = \frac{30 + 0,28}{14,08} = 2,15 \geq 1,5 OK$$

Capacidade de carga:

ii) Cálculo da excentricidade:

$$\Rightarrow e' = \frac{\Sigma M}{\Sigma F_v} = 0,72m \Rightarrow e = (b/2) - e' = 0,43m \Rightarrow e > b/6 = 0,38 ! \text{ (tensões de tração na base do muro!)}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{2.V}{3.e'} = \frac{2 \times 22,3}{3 \times 0,72} = 21tf / m^2 = 2,1kgf / cm^2 \text{ (maior que a capacidade de carga)}$$

Caso fosse considerada a parcela integral do empuxo passivo:

Resumo dos Esforços: $\Sigma F_v = 22,30t$

$$\Sigma F_h = 8,05 - 2,55 = 5,5, t$$

Deslizamento: $FS_{DESILIZ} = \frac{2,55 + 3,93}{8,05} = 0,89 \Rightarrow \neq OK$

Tombamento: $FS_{TOMB} = \frac{30 + (2,55 \times 0,33)}{14,08} = 2,19 \geq 1,5 OK$

Capacidade de carga: $\Rightarrow e' = \frac{\Sigma M}{\Sigma F_v} = \frac{16,76}{22,3} = 0,75m \Rightarrow e = (b/2) - e' = 0,4m \Rightarrow e > b/6 = 0,38 !$

Exemplo

2:

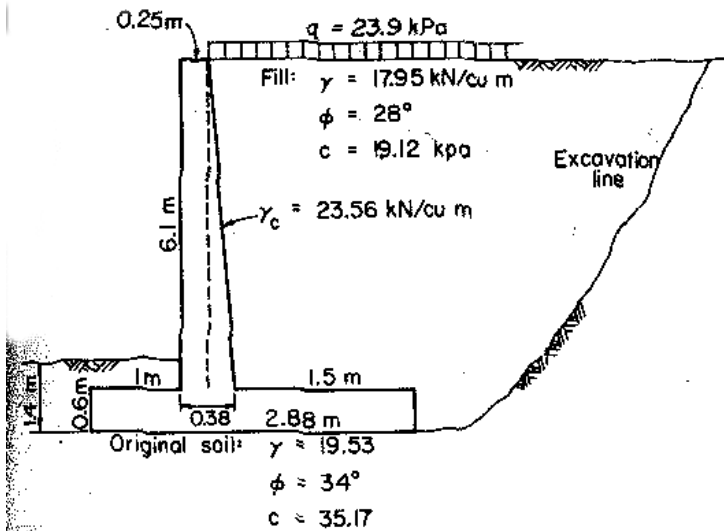


Figure E12-1a

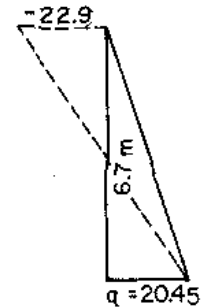


Figure E12-1b

SOLUTION. Step 1. Find the ϕ angle for an equivalent cohesionless soil (see Fig. E12-1b)

$$q = \gamma H K_a - 2c\sqrt{K_a} = \gamma H K'_a$$

$$\text{Rankine } K_a = 0.361 \quad \text{for } \phi = 28^\circ$$

$$q = 17.95(6.7)(0.361) - 2(19.12)(0.60) \\ = 43.42 - 22.94 = 20.48$$

$$K'_a = \frac{20.48}{(6.7)(17.95)} = 0.170$$

$$45 - \phi/2 = 22.42^\circ$$

$$\phi = 45.16^\circ \quad \text{Use } \phi' = 45^\circ \quad K'_a = 0.172$$

This value of ϕ' and $\gamma = 17.95$ is used in the computer program.

Step 2. Compute P_a

$$P_a = (0.5\gamma H^2 + qH)K'_a \\ = [0.5(17.95)(6.7)^2 + 23.90(6.7)](0.171) \\ = 68.89 + 27.38 = 96.28$$

Step 3. Compute overturning stability

Set up table and refer to Fig. E12-1c.

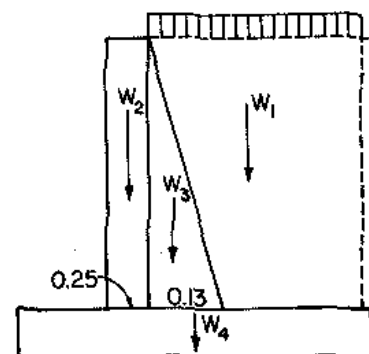


Figure E12-1c

$$\sum F_v = 296.31 \text{ kN} \quad \sum M_r = 550.98$$

The location of P_o is at \bar{y} :

$$\bar{y} = \frac{68.89(6.7/3) + 27.38(6.7/2)}{96.28} = \frac{245.58}{96.28} = 2.55 \text{ m}$$

The overturning safety factor is

$$F = \frac{M_r}{M_o} = \frac{550.98}{245.58} = 2.24 < 1.5 \quad \text{O.K.}$$

Step 4. Compute sliding F .

Use base soil parameters and

$$c' = 0.67c = 0.67(35.17) = 23.56$$

$$\tan \phi' = \tan \phi = \tan 34^\circ = 0.675$$

$$F_r = c'B + F_v \tan \phi' = 23.56(2.88)$$

$$+ 296.31(0.675) = 267.86$$

$$F = \frac{F_r}{F_d} = \frac{267.86}{96.28} = 2.78$$

Step 5. Locate the resultant on the base of the footing. From rigid-body statics a moment summation can be taken at any location. Using the toe, as we already have most of the moments computed:

$$\sum M = M_r - M_o = 550.98 - 245.58 = 305.40$$

$$X = \frac{\sum M}{\sum F_v} = \frac{305.40}{296.31} = 1.03 \text{ m from toe}$$

$$e = B/2 - X = 1.44 - 1.03 = 0.41 \text{ m}$$

$$L/6 = 2.88/6 = 0.48 > 0.41;$$

therefore, the resultant is in the middle one-third of base.

Step 6. Compute passive pressure in front of wall and recompute F .

$$K_p = \tan^2 (45 + \phi/2) = \tan^2 62^\circ = 3.537$$

$$P_p = 0.5(19.53)(1.4)^2(3.537) = 67.7 \text{ kN}$$

Now how do we apply P_p ?

(1) $P_p = -$ driving force (2) $P_p =$ resisting force

$$F = \frac{267.86}{96.28 - 67.7} = 9.37$$

$$F = \frac{267.86 + 67.7}{96.28} = 3.48$$

At least two other ways of computing F exist, including 267.86 taken as a (-) driving force and 96.28 considered as a (-) resisting force.

6. APENDICE I – DETALHES CONSTRUTIVOS PARA MUROS DE PNEUS

Este tipo de muro (Figura 31) se aplica em situações onde é possível se escavar uma base compatível com a altura do muro; isto é, da ordem de 50% a 60% da altura do muro

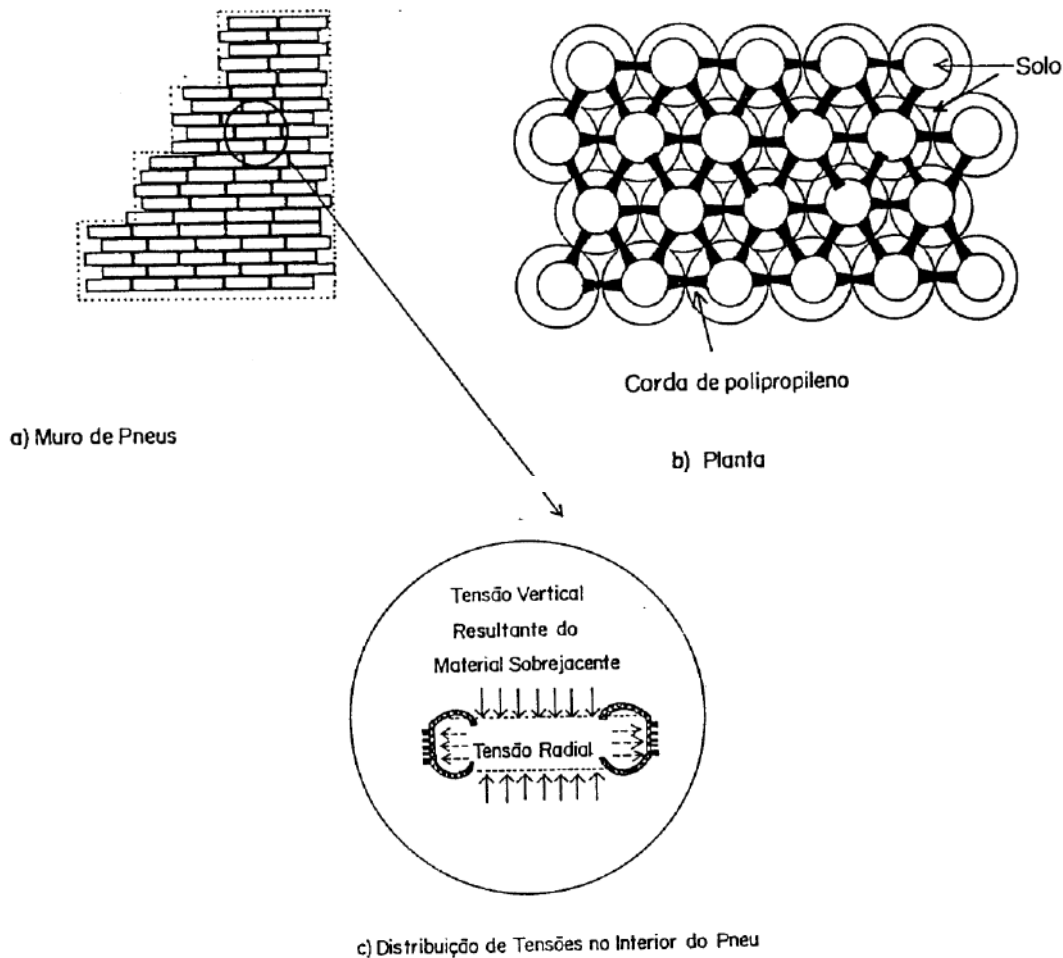


Figura 31. Esquema do Muro de Pneus

6.1. Materiais

Para execução do muro deverão ser utilizados os seguintes materiais:

- pneus usados com diâmetro semelhantes, podendo ser radiais ou não, e de preferência sem cortes na banda de rodagem. Não se aconselha o uso de pneus que já tenham sido aterrados ou dispostos em lixeiras por longo período de tempo

- ii) arame ou corda de polipropileno de 6mm de diâmetro como elemento de amarração entre pneus
- iii) tubos PVC de 2pol de diâmetro, como elemento de drenagem interna, perfurados e envoltos com tela malha (Figura 32)

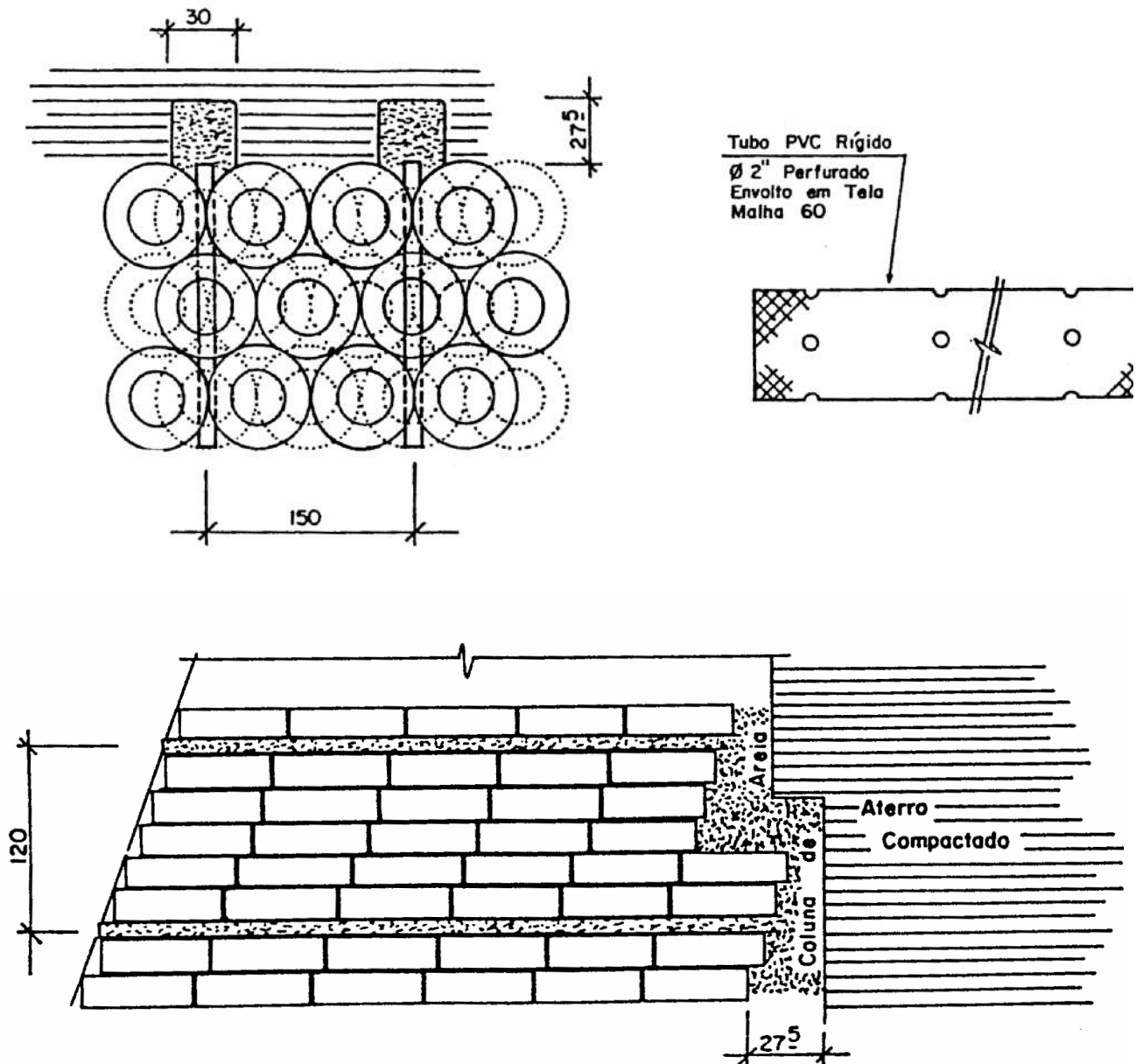


Figura 32. Drenagem interna

6.2. Dimensionamento

O dimensionamento segue as mesmas metodologias adotadas para muros gravidade

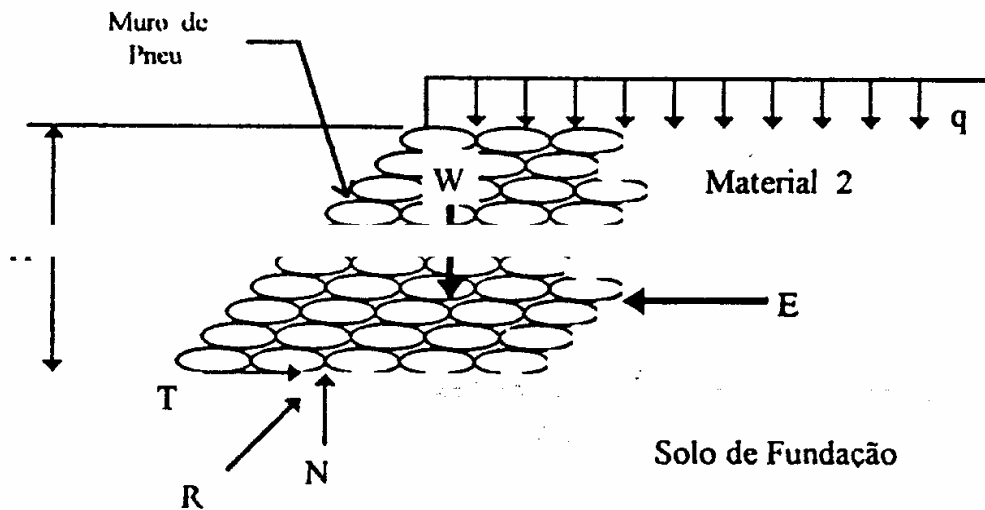


Figura 33. Dimensionamento

6.3. Execução

Para execução do muro deverão ser utilizados os seguintes critérios:

- i) Posicionamento dos Pneus: A primeira camada será lançada, dispondo-se os pneus, na horizontal, em um numero de linhas necessária a cobrir a base prevista em projeto. As sucessivas linhas devem ser dispostas de forma a garantir o maior preenchimento di espaço entre pneus.

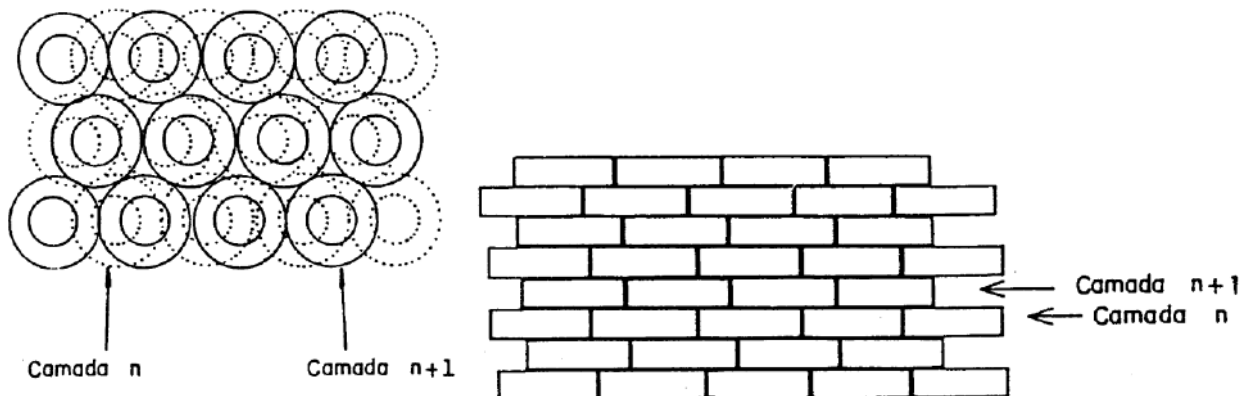


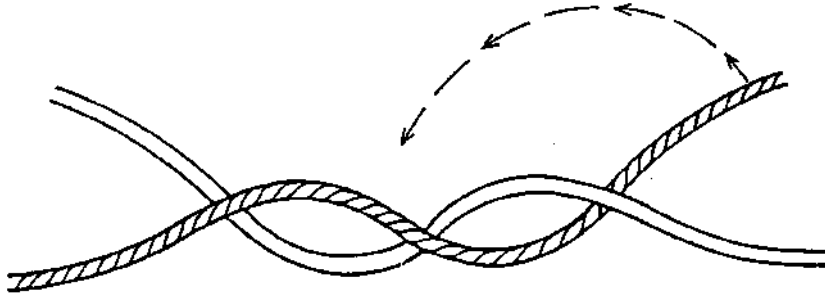
Figura 34. Posicionamento dos pneus

ii) Amarração dos pneus

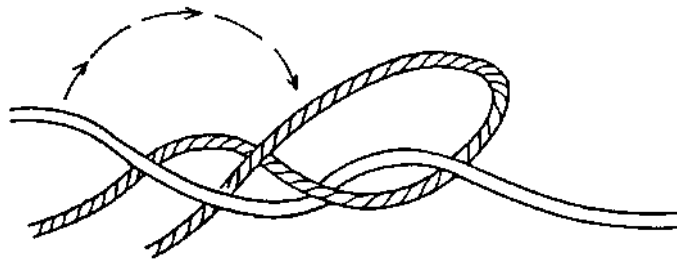
1º PASSO:



2º PASSO:



3º PASSO:



4º PASSO:

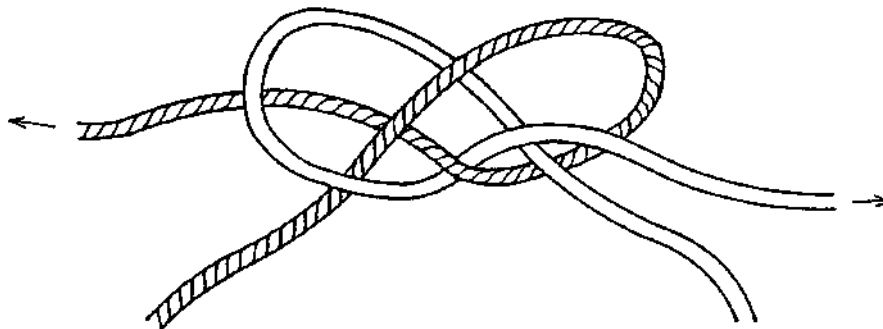
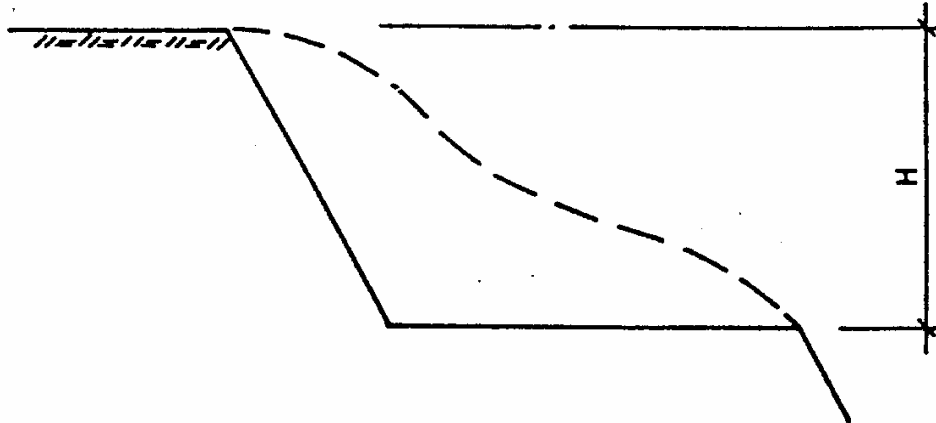


Figura 35. Amarração

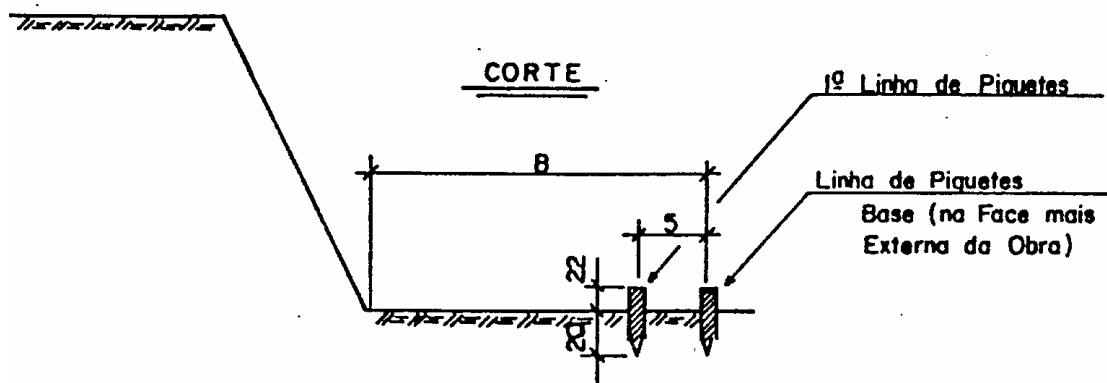
iii) Seqüência de Construção

iv) dos Pneus: A primeira camada será lançada, dispendo-se os pneus, na horizontal, em um numero

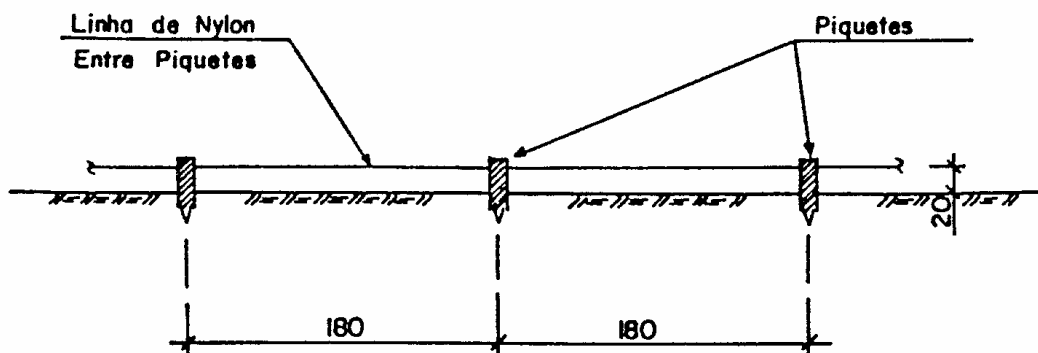
1ª ETAPA → Escavação e Preparo do Terreno



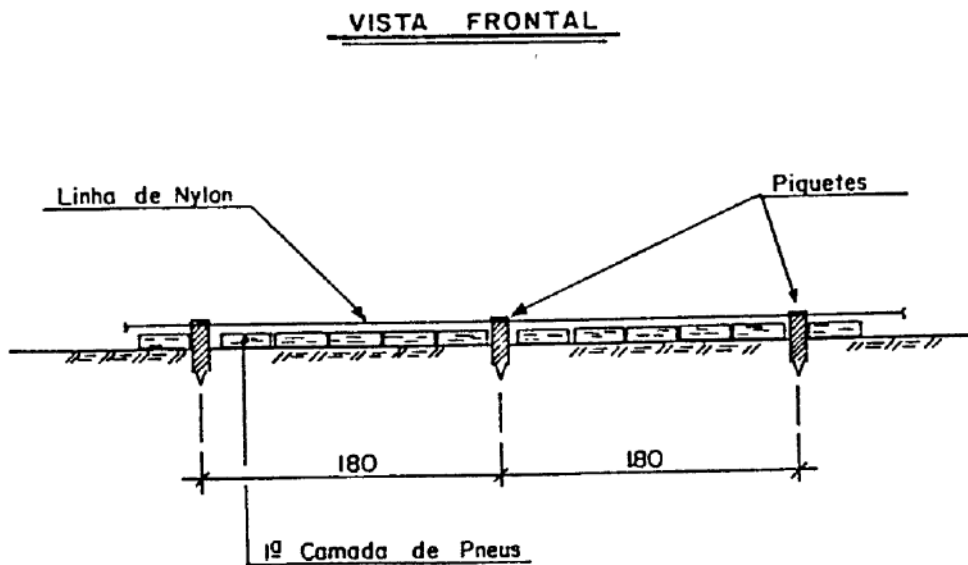
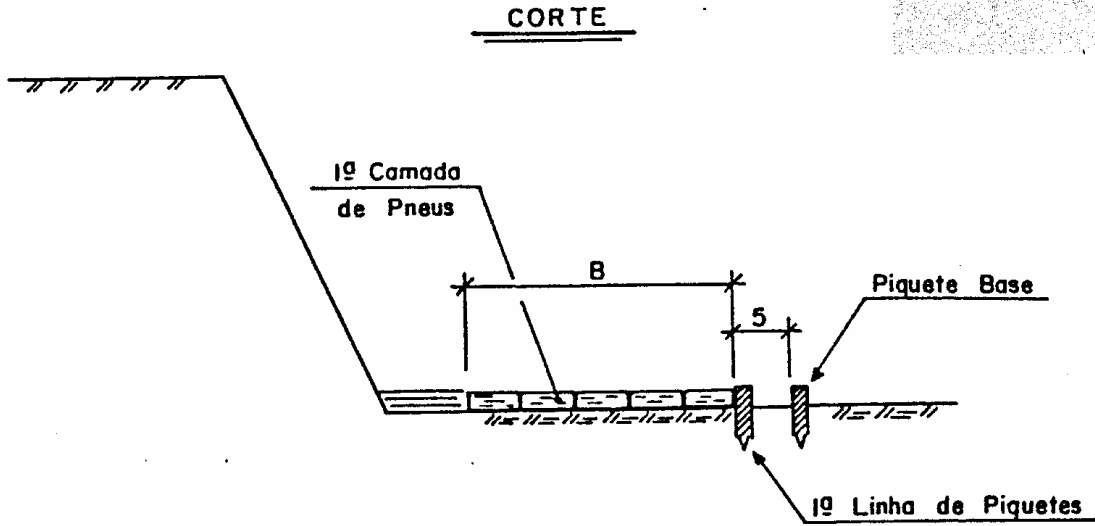
2ª ETAPA → Implantação da 1ª Linha de Piquetes Para Disposição da 1ª Camada de Pneus.



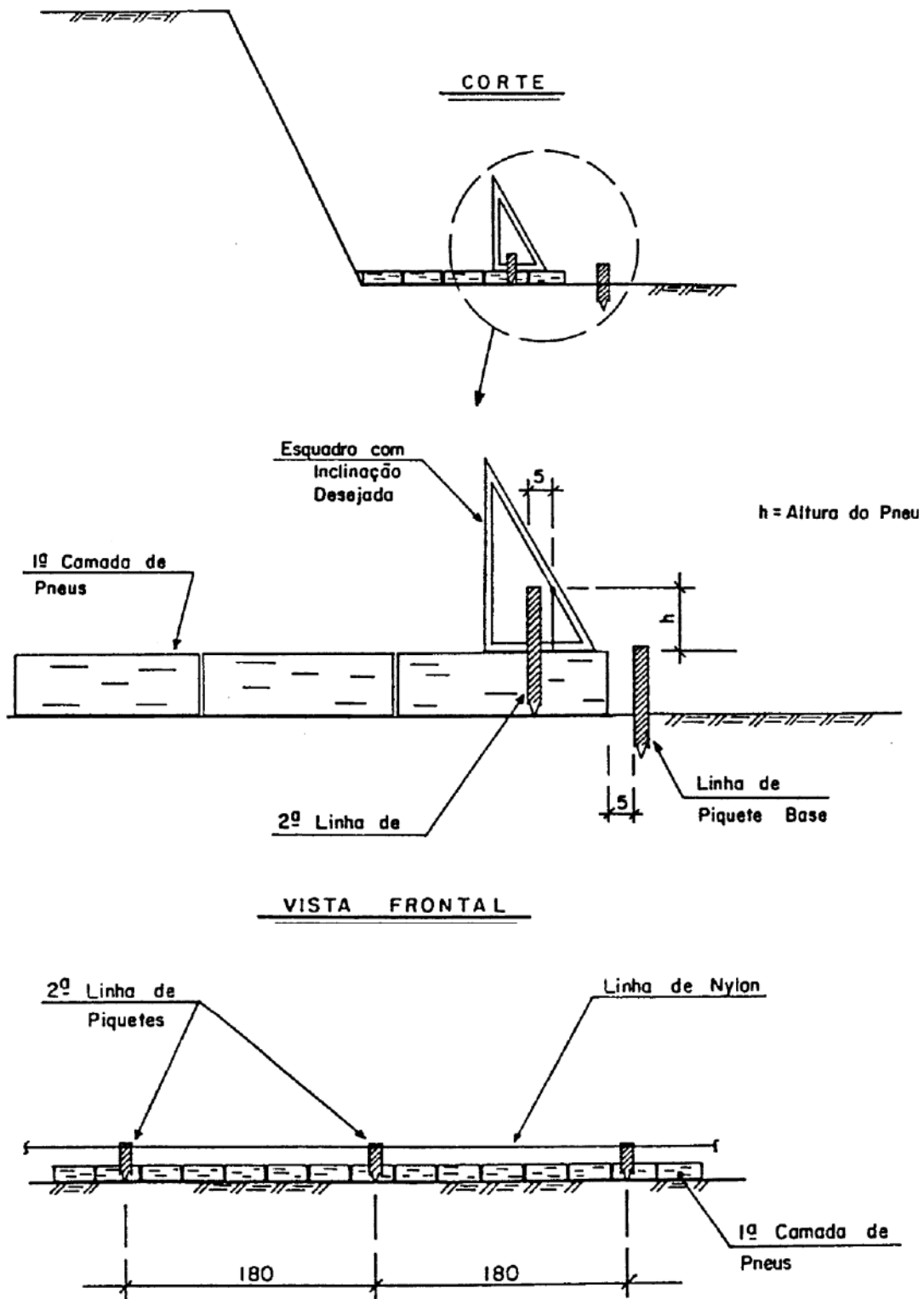
VISTA FRONTAL



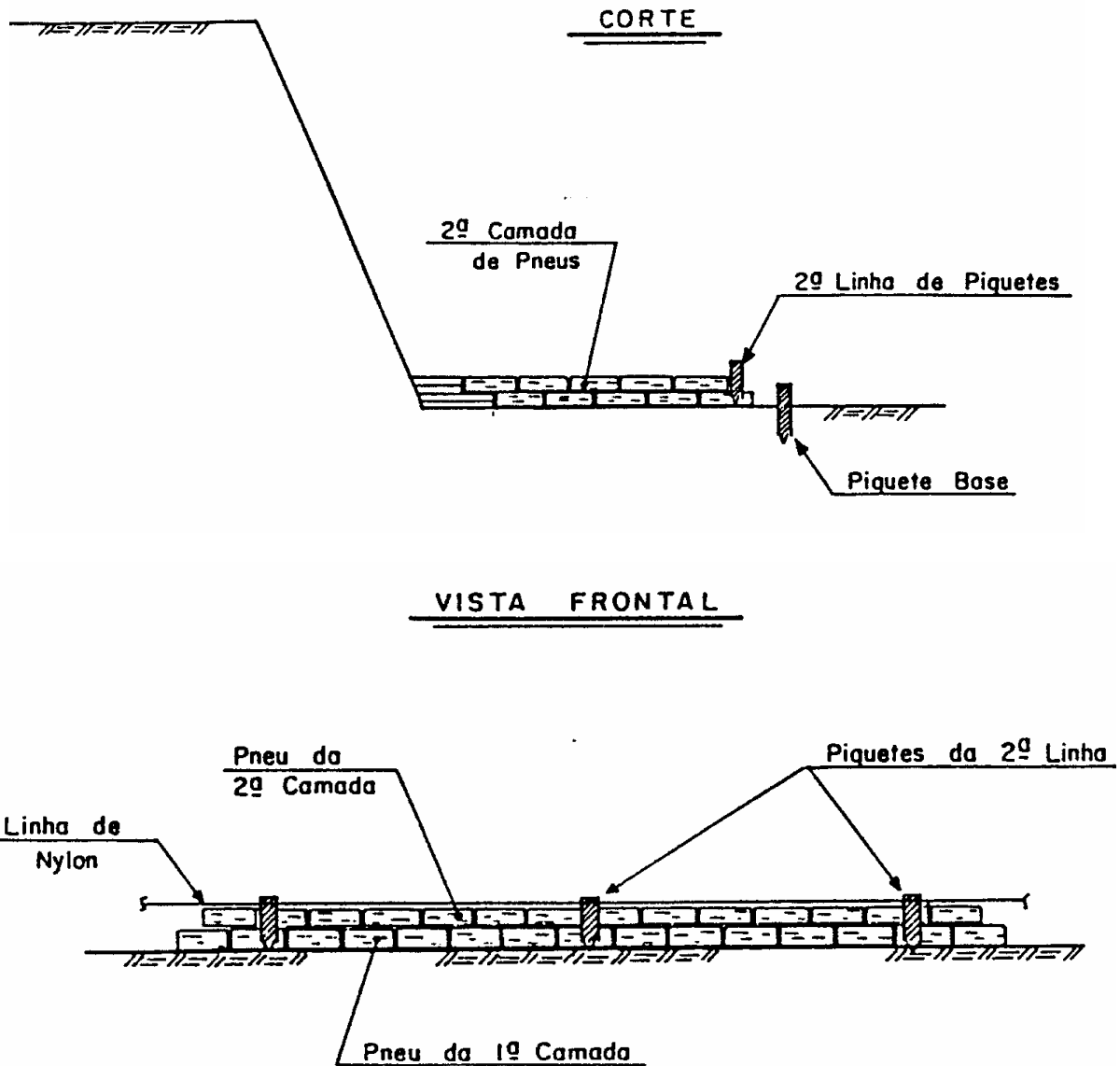
3ª ETAPA → Colocação da 1ª Camada de Pneus



4ª ETAPA → Implantação da 2ª Linha de Piquetes
Para a 2ª Camada de Pneus.



5ª ETAPA → Colocação da 2ª Camada de Pneus.



6ª ETAPA → Repetir 4ª e 5ª Etapas Até a Altura Final do Muro.