



geo|soluções

a Strata Company

Uso de geogrelhas em reforço de solo

Manual para muros e taludes reforçados,
aterro sobre solos moles e reforço de fundações



www.geosolucoes.com

Uso de geogrelhas em reforço de solo



Geogrupo Engenharia Geotecnia Ambiental Ltda.

São Paulo – SP – Brasil
Tel: (11) 3803.9509
contato@geosolucoes.com
www.geosolucoes.com

Todos os direitos reservados.

É permitida a reprodução parcial ou total desta obra,
desde que citada a fonte e que não se destine a qualquer fim comercial
e sendo preservado o conteúdo original.

Índice

1. Conceito	7
2. Introdução	10
2.1. Propriedades Relevantes	10
2.1.1. Resistência e rigidez à tração	10
2.1.2. Taxa de deformação	10
2.1.3. Comportamento em fluência	11
2.1.4. Resistência aos danos de instalação	13
2.1.5. Resistência à degradação ambiental	13
2.1.6. Interação solo-reforço	14
2.2. Fatores de Redução	16
2.2.1. Fator de redução parcial	16
2.2.2. Fator de redução total	16
2.3. Resistência à Tração Funcional	17
2.4. Resistência à Tração Requerida	17
2.5. Propriedades e métodos de ensaio de geossintéticos para reforço: geogrelha e geotêxtil tecido	17
2.6. Propriedades, características e ensaios do solo	18
2.6.1. Granulometria	18
2.6.2. Composição química	20
2.6.3. Compactação	20
2.6.4. Resistência ao cisalhamento	20
2.6.5. Peso específico	21
2.7. Resistência de interface	21
3. Muros e taludes reforçados	21
3.1. Generalidades	21
3.2. Diferenciação Muro x Talude	22
3.3. Mecanismo do solo reforçado em muros e taludes	25
3.4. Muros	26
3.4.1. Condições locais	26
3.4.2. Dimensões da estrutura	27
3.4.3. Embutimento do pé da estrutura de solo reforçado	28
3.4.4. Estabilidade externa	29
3.4.4.1. Verificação da estabilidade ao deslizamento ao longo da base da estrutura	31
3.4.4.2. Verificação da estabilidade ao tombamento	34
3.4.4.3. Verificação da capacidade de carga do solo de fundação	35
3.4.5. Estabilidade interna	37
3.4.5.1. Propriedades do solo de aterro	37
3.4.5.2. Condições do nível freático	37
3.4.5.3. Avaliação da estabilidade interna	38
3.4.6. Verificação da estabilidade global	51
3.4.7. Deslocamentos esperados	51
3.4.7.1. Limites de desempenho	53
3.4.8. Faceamento	55
3.4.8.1. Tipos de faceamento	56
3.4.8.2. Cargas atuantes na face	59
3.4.8.3. Recalques atuantes na face e tolerâncias	59
3.4.9. Drenagem	59
3.4.9.1. Drenagem no topo e crista da estrutura de solo reforçado	59
3.4.9.2. Drenagem interna	59
3.4.9.3. Drenagem do tardoz	60
3.4.10. Comparação com outras soluções para contenção	60
3.4.10.1. Comparação de custo entre cinco alternativas de estruturas de contenção	60
3.4.10.2. Comparação de custo entre alternativas de estruturas de contenção, considerando-se diferentes tipos de faceamento	62
3.5. Taludes	62
3.5.1. Parâmetros de projeto	64
3.5.2. Propriedades do solo	64
3.5.3. Propriedades do reforço	66

3.5.4. Parâmetros de interação.....	67
3.5.5. Passos para o projeto simplificado.....	69
3.6. StrataSlope®.....	75
3.6.1. Generalidades sobre o sistema.....	75
3.6.2. Principais vantagens do StrataSlope®.....	76
3.6.3. Características do StrataSlope®.....	76
3.6.4. Metodologia construtiva do StrataSlope®.....	77
3.6.5. Opções de faceamento do sistema StrataSlope®.....	77
3.7. Lock & Load®.....	78
3.7.1. Generalidades sobre o sistema.....	78
3.7.2. Características do Lock & Load®.....	79
3.7.3. Metodologia construtiva do Lock & Load®.....	79
3.7.3.1. Fundação.....	79
3.7.3.2. Nivelamento da base.....	80
3.7.3.3. Primeira fiada.....	81
3.7.3.4. Execução do aterro.....	82
3.7.3.5. Compactação do aterro.....	83
3.7.3.6. Fiadas subsequentes.....	84
3.7.3.7. Solo para o aterro.....	85
3.7.3.8. Drenagem de face e base.....	85
3.8. Sistema de contenção com Geobloco® H.....	85
3.8.1. Generalidades sobre o sistema.....	85
3.8.2. Reforço com geossintéticos.....	86
3.8.3. Materiais utilizados no sistema de contenção com Geobloco® H.....	86
3.8.3.1. Aterro.....	86
3.8.3.2. Reforço.....	87
3.8.3.3. Face.....	87
3.8.3.4. Fixação dos blocos.....	87
3.8.3.5. Drenagem.....	87
3.8.3.6. Fundação.....	87
3.8.4. Sequência executiva.....	87
3.8.4.1. Observações de ordem geral importantes na execução do sistema de contenção com Geobloco®:.....	88
3.8.4.2. Etapas da execução.....	88
4. Aterro sobre solos moles.....	90
4.1. Introdução.....	90
4.2. Geossintéticos utilizados.....	93
4.3. Reforço basal.....	93
4.3.1. Ruptura global.....	93
4.3.2. Expulsão do solo mole.....	99
4.3.3. Reforço basal com geocélula.....	103
4.3.4. Ancoragem do reforço.....	103
4.3.5. Capacidade de carga.....	104
4.3.6. Ruptura do talude e do aterro.....	108
4.3.7. Estabilidade local.....	111
4.4. Reforço basal e geodreno.....	112
4.5. Aterros sobre estacas.....	115
4.5.1. Princípios do projeto de aterros estaqueados com reforço basal.....	116
4.5.2. Mecanismos de instabilidade.....	116
4.5.3. Capacidade do grupo de estacas.....	118
4.5.4. Dimensões do grupo de estacas.....	119
4.5.5. Transferência da carga vertical do aterro.....	120
4.5.6. Deslizamento lateral.....	122
4.5.7. Aderência do reforço.....	124
4.5.8. Estabilidade geral.....	125
4.5.9. Deformação do reforço.....	125
4.5.10. Recalque da fundação.....	127
5. Reforço de fundação.....	127
5.1. Introdução.....	127
5.2. Histórico das pesquisas realizadas.....	127
5.3. Dimensionamento de reforço de fundações.....	128
REFERÊNCIAS.....	133

1. Conceito

Reforço de solo com geossintéticos é um sistema construtivo que utiliza uma série de camadas alternadas de solo ou material granular e um geossintético, que pode ser uma geogrelha ou um geotêxtil tecido, constituindo um maciço ou estrutura reforçada em obras de recomposição e contenção, que requerem taludes mais íngremes, encontros de ponte, muros de arrimo e em aterros sobre solos moles, melhorando a sua capacidade de suporte. A **Figura 1** mostra as aplicações mencionadas.

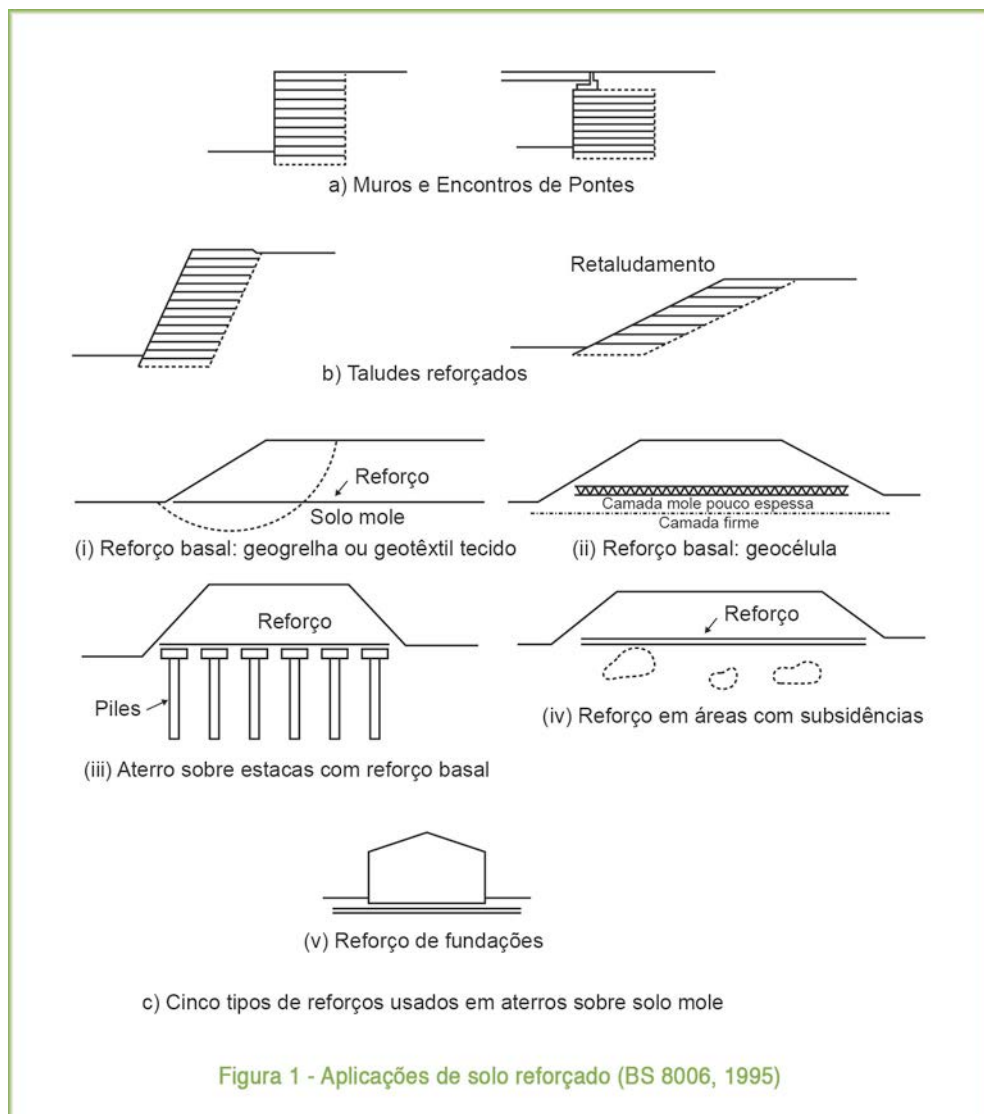
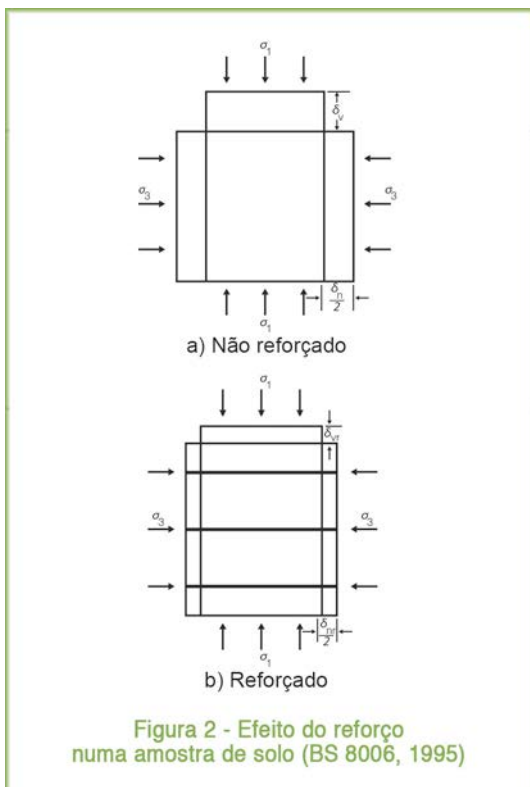


Figura 1 - Aplicações de solo reforçado (BS 8006, 1995)

Uma vantagem importante do sistema construtivo com solo reforçado é a redução do tempo de execução da obra.

O mecanismo do solo reforçado é similar ao do concreto armado, no qual a massa reforçada pode ser considerada um material composto com propriedades melhoradas, particularmente em tensão e cisalhamento, em relação ao solo ou ao concreto sem reforço. O princípio desse mecanismo se deve a combinação da resistência à compressão do solo ou material granular com a resistência à tração do geossintético, resultando em uma estrutura resistente internamente, capaz de suportar cargas elevadas, sem sofrer deformação excessiva, uma vez que o reforço absorverá os esforços de tração e tensões de cisalhamento.

A norma inglesa BS 8006, 1995, explica de forma didática como funciona o mecanismo fundamental de um solo reforçado, como é mostrado a seguir. Quando a massa de solo é submetida a tensões de compressão, pode haver também o desenvolvimento de tensões de tração no seu interior. A **Figura 2** exibe uma amostra de areia seca confinada por uma pressão externa de compressão σ_3 e carregada por uma tensão de compressão σ_1 , com $\sigma_1 > \sigma_3$. A amostra não reforçada sob a ação desse carregamento, sofrerá uma compressão axial δ_v e uma expansão lateral $\frac{1}{2}\delta_h$, como mostra a **Figura 2a**. Essa expansão lateral está associada a deformações laterais de tração no interior do solo.



Se várias camadas horizontais de reforço forem inseridas no solo, **Figura 2b**, e as mesmas cargas externas forem aplicadas, as deformações resultantes serão δ_{vr} e $\frac{1}{2}\delta_{hr}$, em que $\delta_{vr} < \delta_v$ e $\frac{1}{2}\delta_{hr} < \frac{1}{2}\delta_h$. A redução na magnitude das deformações é resultado direto de uma tensão confinante adicional $\Delta\sigma_3$ gerada pela interação interna entre o solo e o reforço.

Quando uma carga axial é aplicada ao solo reforçado, ocorre uma deformação compressiva axial e a deformação lateral resultante de tração, **Figura 2b**. Se o reforço tiver uma rigidez axial à tração maior que a do solo, o movimento lateral do solo ocorrerá somente se o solo se movimentar em relação ao reforço. Desde que a superfície do reforço seja suficientemente rugosa, o movimento relativo do solo em relação ao reforço ocasionará tensões de cisalhamento na interface solo/reforço

Essas tensões de cisalhamento induzem esforços de tração no reforço, os quais são redistribuídos no solo em contato na forma de tensão de confinamento interna $\Delta\sigma_3$, a qual é adicionada a qualquer tensão externa de confinamento aplicada, σ_3 . O efeito externo resultante dessa interação interna é a redução de ambas deformações axial e lateral, em comparação ao solo não reforçado.

A colocação do reforço também melhora a resistência do solo. Se um solo não reforçado for confinado a tensão constante σ_3 e a magnitude de σ_1 for progressivamente aumentada, o solo estará submetido a um aumento progressivo da tensão de cisalhamento $\frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)$. A ruptura por cisalhamento de um solo não reforçado ocorre quando a tensão de cisalhamento aplicada se aproxima da resistência ao cisalhamento do solo.

Quando o solo é reforçado, um valor elevado de σ_1 é necessário para causar a ruptura. Isso porque incrementos de σ_1 induzem incrementos de $\Delta\sigma_3$, os quais ocasionam incrementos relativamente pequenos da tensão de cisalhamento aplicada $\frac{1}{2}(\sigma_1 - [\sigma_3 + \Delta\sigma_3])$. Um limite prático é imposto na resistência do solo reforçado ou pela ruptura de tração do reforço ou por uma ruptura de adesão causada pelo escorregamento na interface solo/reforço.

A **Figura 3** mostra o comportamento individual de cada material e o efeito da sua combinação em um elemento de solo reforçado.

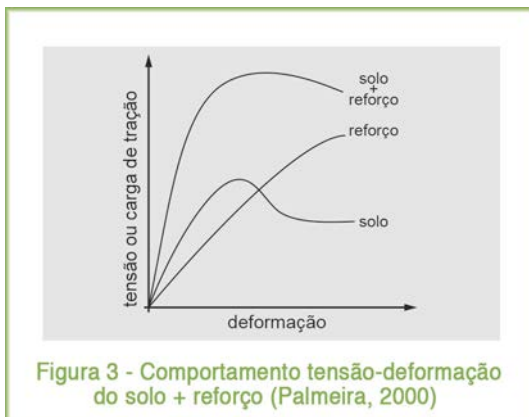


Figura 3 - Comportamento tensão-deformação do solo + reforço (Palmeira, 2000)

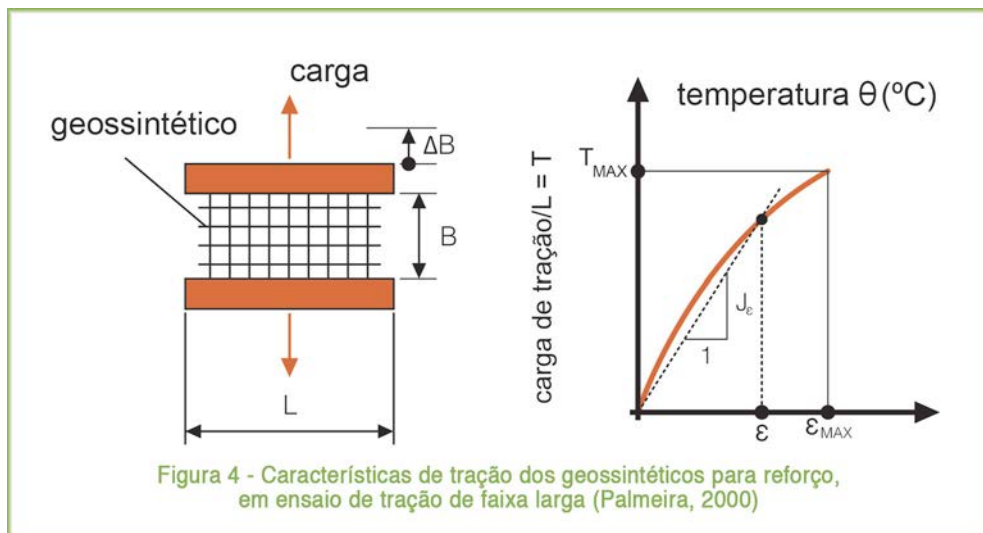
2. Introdução

2.1. Propriedades Relevantes

O desempenho de um solo reforçado depende das características do solo e de como estas são afetadas pelas suas condições internas, como as pressões neutras, por exemplo, e pelas condições externas, cargas aplicadas. Conforme a BS 8006, 1995, dois fatores que influenciam as características do solo devem ser considerados: aqueles que afetam as cargas aplicadas no solo reforçado e aqueles que afetam a durabilidade do reforço. As cargas transferidas do solo para o reforço são diretamente influenciadas pela resistência ao cisalhamento do solo, a qual é em geral definida pelos parâmetros de resistência ao cisalhamento efetivos c' e ϕ' ou pelo parâmetro de resistência ao cisalhamento não drenado – coesão não drenada c_u . Além dessas, as propriedades seguintes também são relevantes para o bom desempenho de qualquer projeto de solo reforçado com geossintéticos:

2.1.1. Resistência e rigidez à tração

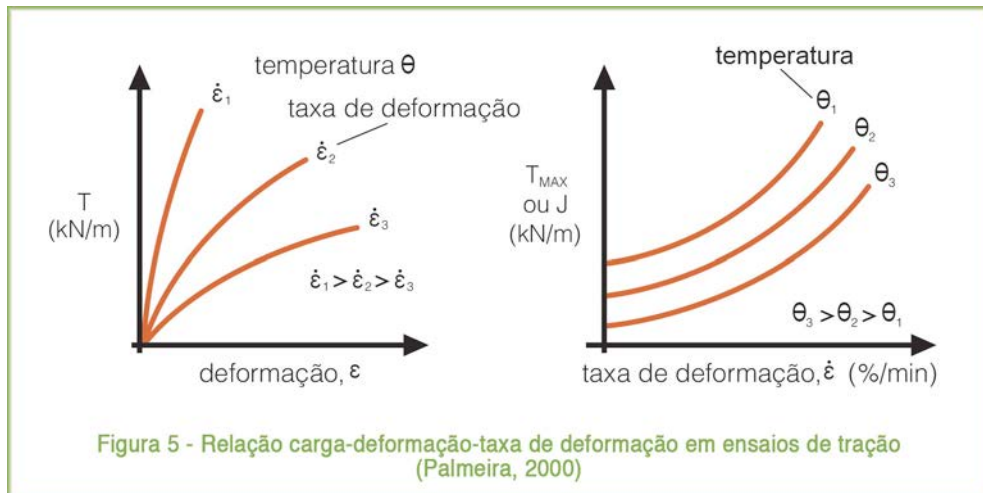
Os geossintéticos que desempenham a função de reforço podem ter características e propriedades diferentes, dependendo do tipo do polímero utilizado e do seu processo de fabricação (Palmeira, 2000). Dessa forma, há entre esses produtos uma grande variação dos valores de resistência (T) e da rigidez (J) à tração, **Figura 4**, que podem ser selecionados para um projeto com o objetivo de atender aos requisitos da obra.



2.1.2. Taxa de deformação

Nos geossintéticos, assim como em outros materiais, a resistência e a rigidez à tração, e também a deformação na ruptura, dependem da taxa de deformação, ou seja, da velocidade da sollicitação imposta ao elemento e da temperatura ambiente, **Figura 5** (Palmeira, 2000). Assim sendo, os valores de resistência e rigidez à tração,

apresentados pelo geossintético na obra, dependerão da taxa de deformação imposta durante a construção e da temperatura ambiente.



É importante observar que o ensaio de tração de faixa larga pelo método de ensaio ABNT NBR ISO 10319 deve ser utilizado somente para caracterização, verificação da conformidade no recebimento na obra e para o controle de qualidade de fabricação do geossintético, porque se trata de um ensaio rápido, com duração em geral inferior a cinco minutos.

2.1.3. Comportamento em fluência

Dependendo do polímero que constitui o geossintético, este poderá ter maior ou menor suscetibilidade à fluência, que é o processo de deformação lenta sob tensão constante. A estabilidade de um produto em relação à fluência está associada ao nível de carga a que este é submetido. Se o geossintético usado para reforço estiver submetido a uma carga baixa em relação à sua máxima resistência à tração, obtida em ensaio rápido, poderá levar muito tempo para que haja ruptura por fluência. Ao contrário, quanto mais próxima a carga estiver da carga máxima à tração, a ruptura por fluência poderá ocorrer em menor espaço de tempo (Palmeira, 2000). É recomendável, por isso, aplicar-se um fator de redução apropriado à resistência à tração do geossintético, para que este trabalhe sob uma carga de tração com segurança de que não ocorrerá ruptura por fluência durante a sua vida de serviço.

No ensaio de fluência, quando diferentes valores do esforço de tração são mantidos constantes, as deformações associadas aos esforços de tração atuantes originam as curvas apresentadas na **Figura 6a**. A relação entre o esforço de tração e a deformação num tempo t é representada pela curva isócrona, **Figura 6b**. Nesta figura pode-se verificar qual a máxima deformação a que um reforço pode estar submetido sem comprometer seu desempenho, num tempo t associado à vida útil da obra. Através das curvas isócronas também é possível definir valores do esforço de tração ou da rigidez à tração mobilizados para determinada deformação em determinado tempo (por exemplo: $T = 50$ kN/m para $\epsilon = 5\%$ após 10 anos).

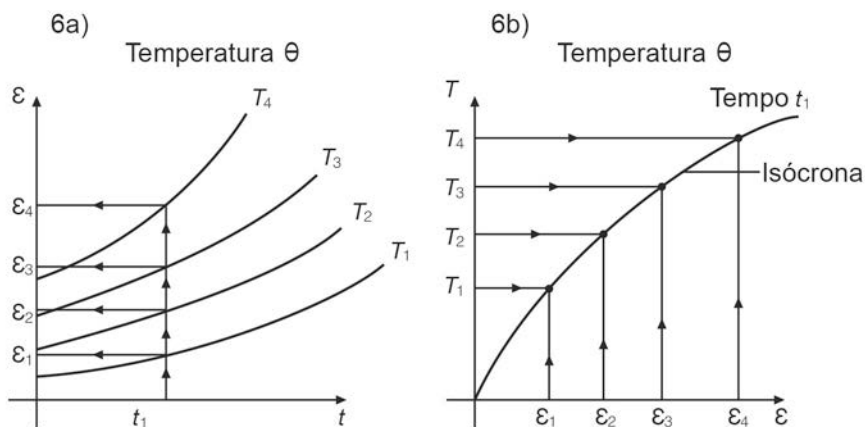


Figura 6 - Ensaio de fluência (Vertematti, 2004)

6a) Curvas deformação (ϵ) x tempo (t) para diferentes níveis de carregamento.
 6b) Curva isócrona gerada através de cada vertical traçada no gráfico 6a, e que permite estabelecer o esforço de tração atuante em função da deformação em tempo e determinada temperatura.

O tempo para ocorrer uma ruptura por fluência pode ser obtido em ensaios de fluência, realizados para diferentes esforços de tração. Através desse ensaio, pode-se então obter a curva de referência de propriedades do material, como mostra a **Figura 7**. Além disto, pela curva de referência pode-se prever a resistência à tração de referência do reforço T_{ref} no final da sua vida de serviço.

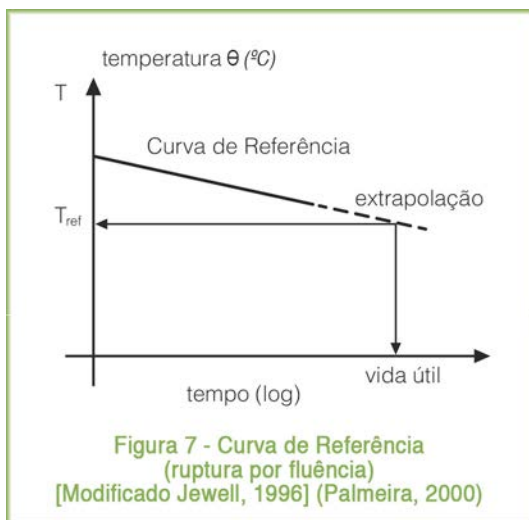
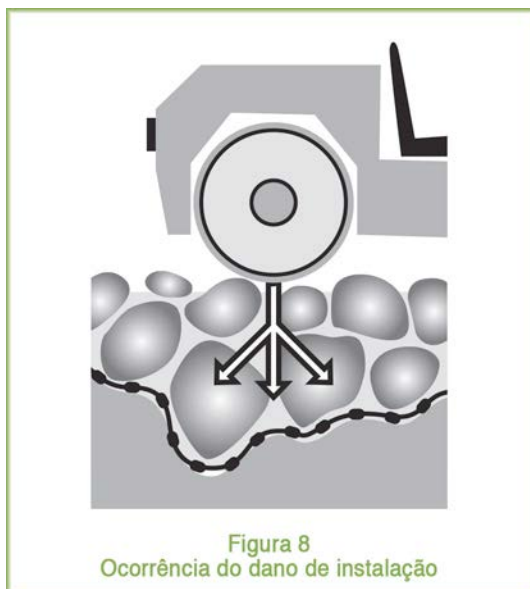


Figura 7 - Curva de Referência (ruptura por fluência) [Modificado Jewell, 1996] (Palmeira, 2000)

Para fins de projeto de obras de solo reforçado, o valor da curva de referência, obtida na **Figura 7** deve ser minorado por fatores de redução, para levar em conta as perdas de resistência devido aos danos da instalação e do ambiente ao qual o reforço está exposto, assim como a degradação química.

2.1.4. Resistência aos danos de instalação

Os danos que ocorrem durante a fase de instalação do reforço são ocasionados pelo manuseio, lançamento, espalhamento e compactação do material de aterro em contato com o mesmo, e provocam uma perda da resistência do geossintético, **Figura 8**.



Em geral, será mais suscetível a danos de instalação o geossintético de reforço, quanto menor for a sua gramatura. Um projeto de solo reforçado deve levar em conta a redução de resistência por meio de fatores de redução FR_{dm} aplicados à resistência de referência do reforço.

2.1.5. Resistência à degradação ambiental

Para o elemento de reforço manter-se íntegro durante a vida de serviço da obra, este deve ser fabricado com polímero resistente às condições encontradas no solo. No caso de haver substâncias agressivas em contato com o reforço, é recomendável a realização de ensaio de durabilidade, para a avaliação do comportamento do reforço. Embora a experiência tenha mostrado que o efeito da degradação do reforço tem sido mínimo (Palmeira, 1993) e, em alguns casos, a expectativa de durabilidade dos geossintéticos supere algumas centenas de anos (Koerner, 1998), é recomendada a utilização de fatores de redução para levar em consideração o efeito da degradação ambiental FR_{amb} na resistência do geossintético, principalmente no caso de obras com longa vida de serviço.

2.1.6. Interação solo - reforço

A transferência de tensões entre o solo e o reforço reflete o grau de interação entre ambos. Quanto maior for a interação, mais eficiente será o geossintético de reforço, devido à maior mobilização da sua resistência à tração.

A transferência de tensões entre o solo e os reforços que possuem altas resistências à tração e rigidez envolvem dois mecanismos básicos: atrito e resistência passiva do solo. Em muitos projetos, ambos os mecanismos são ativos, e a contribuição relativa de cada um é indeterminada. Juntos, esses mecanismos determinam a resistência de adesão que controla a máxima taxa de variação da força axial no reforço ao longo do seu comprimento.

Há dois tipos de geossintéticos para reforço: os contínuos, geotêxteis tecidos e não tecidos, e os descontínuos, geogrelhas.

Para os geossintéticos contínuos, a interação com o solo acontece através da aderência por adesão e do atrito, e é expressa por:

equação (1)

$$\tau_{sr} = a_{sr} + \sigma \tan \delta_{sr}$$

Em que:

τ_{sr} = tensão de aderência entre o solo e o reforço

a_{sr} = adesão entre o solo e o reforço

σ = tensão normal no plano do reforço

δ_{sr} = ângulo de atrito entre o solo e o reforço

Os valores da adesão e do ângulo de atrito entre o solo e o reforço dependem do tipo de solo e do geossintético, podendo ser expressos em termos de tensões totais ou efetivas. Para areias $a_{sr} = 0$ e para argilas, o valor de a_{sr} deve ser obtido nas mesmas condições de carregamento (rápido ou lento) de projeto e obra. No caso de solos compactados o valor de a_{sr} pode variar bastante durante a vida de serviço, devido à variação da coesão do solo em relação a sucção, que é função da umidade. Recomenda-se, por isso, a adoção de valores conservativos de a_{sr} em projetos, de preferência adotando-se $a_{sr} = 0$ (Palmeira, 2000)..

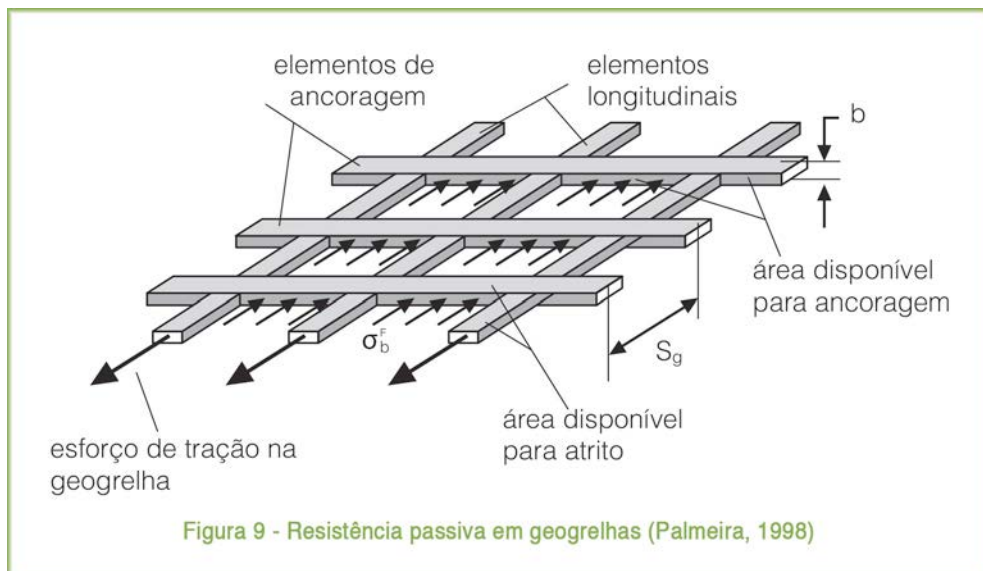
No caso das geogrelhas, geossintéticos descontínuos, há uma resistência passiva desenvolvida pelos elementos transversais σ'_b , **Figura 9**, que atua em conjunto com a aderência por adesão e por atrito nas superfícies superior e inferior da geogrelha.

Através de ensaios de cisalhamento direto e de arrancamento obtém-se o coeficiente de deslizamento direto C_d e o coeficiente de interação C_i , respectivamente. C_d é a relação entre a resistência ao cisalhamento da interface solo – reforço e a resistência

ao cisalhamento do solo; ou a relação entre a tensão cisalhante de arrancamento em uma das faces do reforço e a resistência ao cisalhamento do solo. Para solos não coesivos, esses dois coeficientes podem ser expressos como segue:

equação (2)

$$C_d = \frac{\tau_{sr}}{\tau_s} = \frac{tg \delta_{sr}}{tg \phi}$$



equação (3)

$$C_i = \frac{\tau_a}{\tau_s} = \frac{T_a}{2L_a \sigma tg \phi}$$

Em que:

τ_{sr} = tensão de cisalhamento de aderência entre solo e reforço

τ_s = resistência ao cisalhamento do solo

δ_{sr} = ângulo de atrito entre solo e reforço

ϕ = ângulo de atrito do solo

τ_a = tensão cisalhante de arrancamento em uma das faces do reforço

T_a = carga de arrancamento

L_a = comprimento de ancoragem

σ = tensão normal no plano do reforço

2.2. Fatores de Redução

Conforme a IGSBR 003, 2014, o fator de redução indica a relação entre a propriedade índice e a propriedade funcional do geossintético sob uma condição específica de utilização.

Ainda conforme a IGSBR 003, a propriedade índice é a propriedade inerente ao geossintético, independente das condições de utilização. Essa propriedade é obtida em laboratório, através de métodos de ensaio estabelecidos em norma, os quais determinam as características básicas do produto, sem levar em conta sua interação com o meio no qual está inserido e as cargas solicitantes impostas. Por outro lado, a propriedade funcional é a propriedade que o geossintético apresenta nas circunstâncias da utilização, considerando as condições, o tipo e a duração das solicitações, às quais será submetido durante o tempo de vida de serviço requerido no projeto.

2.2.1. Fator de Redução Parcial

Os fatores de redução parciais podem ser determinados através de ensaios de campo ou de laboratório, realizados para as condições específicas de duração e intensidade de solicitação. Podem também ser estimados por ensaios com materiais-padrão, que estejam associados às condições de campo, ou através da experiência acumulada (IGSBR 03).

Denomina-se fator de redução parcial (FRP) a relação entre a resistência à tração de um geossintético recém-fabricado (propriedade índice) e a resistência à tração após um tipo de solicitação; por exemplo: os danos de instalação ocorridos no processo construtivo. A propriedade índice é determinada no ensaio índice de tração e a propriedade residual é determinada após a solicitação.

Para cada condição de solicitação que pode resultar uma redução da propriedade índice do geossintético, deve-se avaliar um fator de redução parcial, como, por exemplo, além dos danos de instalação, as solicitações do tipo físico-químicas de temperatura e química dos meios adjacentes, as emendas, as solicitações mecânicas e hidráulicas e os processos de degradação inerentes ao meio ambiente, associados à durabilidade do geossintético, como o tempo de exposição a raios UV.

Para os geossintéticos para reforço, os fatores de redução parciais usuais são: por fluência à tração instalação (FRP_F), por danos de instalação (FRP_{DI}), pela condição ambiente/durabilidade da instalação (FRP_D ou FRP_{MA}), por ataque químico (FRP_{AQ}). O projeto executivo deve adotar fatores de redução parciais para o geossintético fornecidos pelos fabricantes ou obtidos através de ensaios pelo projetista ou proprietário da obra.

2.2.2. Fator de Redução Total

Pela IGSBR 03, o fator de redução total (FRT) é o fator de redução aplicado à

propriedade índice para estimar a propriedade funcional do geossintético, estabelecido com base nas condições específicas de determinado projeto, e que considera todas as condições que podem implicar em redução da propriedade do geossintético, que é necessária para desempenhar a função pretendida no projeto. O fator de redução total (FRT) que deve ser aplicado sobre uma propriedade índice é o resultado do produto dos fatores de redução parciais (FRP_i) a serem considerados, definidos por função e tipo de aplicação, multiplicado por um fator de segurança associado às incertezas do processo de fabricação, da sinergia entre fatores e dos ensaios para a determinação dos fatores de redução parciais.

equação (4)

$$FRT = FRP_F \cdot FRP_{DI} \cdot FRP_D \cdot FRP_{AQ} \cdot FS_{INC}$$

Em que:

FRP_F , FRP_{DI} , FRP_D , e FRP_{AQ} estão definidos em 2.2.1 (ver catálogo StrataGrid®) FS_{inc} é o fator de segurança para incertezas, definido em 2.2.2.

2.3. Resistência à Tração Funcional

É a relação entre a resistência à tração, do geossintético de reforço, determinada no ensaio de controle de qualidade fabricação (ensaio índice) e o fator de redução total (FRT).

2.4. Resistência à Tração Requerida

É a resistência à tração requerida para o geossintético de reforço desempenhar a função adotada no projeto, de acordo com o método de dimensionamento escolhido.

equação (5)

$$T_{req} = \frac{T_{func}}{FS}$$

Em que:

T_{func} é a propriedade funcional no tempo t
 FS é o fator de segurança no tempo t

2.5. Propriedades e métodos de ensaios de geossintéticos para reforço:

A **Tabela 1**, a seguir, apresenta as propriedades e os métodos de ensaios indicados para os geossintéticos de reforço.

2.6. Propriedades, características e ensaios do solo

Em projetos e obras de solo reforçado devem ser consideradas tanto as propriedades do solo reforçado como do solo que for selecionado para compor o solo reforçado. Na interação do solo natural ou de aterro com o reforço, cada um afeta o desempenho do outro, de duas formas. Na primeira a deformação axial de tração do reforço pode afetar a resistência ao cisalhamento mobilizada do solo. Na segunda, a química do solo e do fluido no seu interior pode afetar a durabilidade, e, portanto, o desempenho do reforço em função do tempo. O aterro pode ter outros efeitos no desempenho do solo reforçado decorrente da durabilidade do aterro, propriedades hidráulicas e características de inchamento do solo.

Solos que possuem propriedades para ser usadas em construção de aterros em geral podem ser usados em sistemas de solos reforçados (Holtz et al., 1997). Na execução de solos reforçados podem ser usados também solos de qualidade inferior aos comumente utilizados na construção de taludes não reforçados; entretanto, solos de boa qualidade são melhores para lançamento e compactação, implicando em maior velocidade de execução, além de serem melhor opção em termos de durabilidade geral da obra. Holtz et al. recomendam que os solos utilizados em aterros de solo reforçado preencham os requisitos descritos em 2.6.1 a 2.6.5.

2.6.1. Granulometria

Christopher et al. (1990) recomendam que o solo do aterro reforçado tenha as características mostradas na **Tabela 2**, obtidas no ensaio de granulometria. Contudo, a prática brasileira tem mostrado que o uso de solos tropicais é especialmente conveniente para a execução de estruturas de solo reforçado devido à elevada coesão e baixa permeabilidade desse tipo de solo quando adequadamente compactado.

Tabela 1: Propriedades x métodos de ensaio para os geossintéticos de reforço

Propriedade	Método de ensaio	Geossintético	
		Geogrelha	Geotêxtil tecido
Física			
Massa por unidade de área	NBR ISO 9864	X	X
Espessura	NBR ISO 9863-1	X	X
Rigidez à flexão	ASTM D 1388	X	X
Mecânica			
Resistência à tração em faixa larga	NBR ISO 10319	X	X
Resistência à tração em emendas	NBR 13134/ ISO 10321	X	X
Resistência ao puncionamento estático (CBR)	NBR ISO 12236		X
Resistência à perfuração dinâmica (Queda de cone)	NBR ISO 13433		X
Resistência à propagação de rasgo	ASTM D 4533		X
Resistência ao estouro	ASTM D 3786		X
Durabilidade			
Danos de instalação	ISO 10722/ASTM D5818	X	X
Fluência sob tração não confinada	NBR 15226	X	X
Dano por abrasão	NBR 15228	X	X
Desempenho			
Resistência de ancoragem em conexões de muros	ASTM D 6638	X	X
Atrito de interface: Cisalhamento direto	NBR ISO 12957-1	X	X
Atrito de interface: Plano inclinado	NBR ISO 12957-2	X	X

Tabela 2: Características recomendadas para o solo do aterro reforçado (Christopher et al., 1990)

Abertura da Peneira	Porcentagem que Passa
100 mm	100 – 75
4,75 mm	100 – 20
0,425 mm	0 – 60
0,075 mm	0 – 50
Índice de Plasticidade (IP) ≤ 20 (AASHTO T-90)	
Resistência à desintegração: perda de resistência quando imerso em sulfato de magnésio < 30% após 4 ciclos, TxDOT-TEX 411 A, 2004	

A dimensão máxima do agregado deve ser limitada a 19 mm, se não for realizado ensaio para avaliar a redução de resistência do geossintético devido aos danos de instalação. Em qualquer obra devem ser aplicados à resistência à tração fatores de redução, para levar em conta os danos de instalação, em relação as dimensões e angularidade das partículas maiores que 19 mm.

A definição das propriedades de resistência ao cisalhamento total e efetiva torna-se mais importante à medida que a porcentagem que passa na peneira 0,075 mm aumenta. Da mesma forma, o projeto de drenagem e filtração é mais crítico.

2.6.2. Composição química

Berg (1993) recomenda que a composição química do solo usado em aterro reforçado deve ser avaliada em relação à durabilidade do reforço (pH, cloretos, agentes oxidantes, etc.). Deve-se evitar o uso de solos com $\text{pH} \geq 12$ ou com $\text{pH} \leq 3$ em solos reforçados, sendo recomendada a variação de $\text{pH} \geq 3$ a $\text{pH} \leq 9$. Devem ser realizados ensaios específicos de compatibilidade química quando o solo tiver $\text{pH} > 9$.

2.6.3. Compactação

Conforme Christopher et al. (1990), o solo deve ser compactado com 95% da densidade seca ótima (γ_d) e $\pm 2\%$ de umidade ótima (w_{opt}), Proctor Normal. Solos coesivos devem ser compactados em camadas de 15 a 20 cm, e solos granulares em camadas de 20 a 30 cm.

2.6.4. Resistência ao cisalhamento

Berg (1993) recomenda que sejam usados os parâmetros de resistência ao cisalhamento de pico determinados em ensaio de cisalhamento direto ou em ensaio triaxial adensado drenado (CD). Para solos granulares com menos de 15% passando na peneira 0,075 mm devem ser usados parâmetros de resistência ao cisalhamento efetiva.

Para todos os outros tipos de solo, devem ser determinados os parâmetros de resistência ao cisalhamento de pico efetiva e total. Esses parâmetros devem ser usados em verificações do comportamento do solo reforçado, quanto à estabilidade, imediatamente após a construção e em longo prazo. Para determinação dos parâmetros da resistência ao cisalhamento, a tensão efetiva pode ser determinada em ensaios de cisalhamento direto adensado drenado – CD (com velocidade devagar o suficiente para a drenagem adequada da amostra), ou em ensaios triaxiais adensados não drenados (CU) com medida de pressões neutras. Para a determinação dos parâmetros da resistência ao cisalhamento com tensão total podem ser realizados os ensaios de cisalhamento direto ou os ensaios triaxiais adensados não drenados (CU).

Recomenda-se que sempre sejam realizados de ensaios de resistência ao cisalhamento. No entanto, o uso de parâmetros de resistência ao cisalhamento, baseados na experiência local, pode ser aceitável para alguns projetos, quando usado com cautela.

2.6.5. Peso específico

Devem ser determinados para o solo do aterro o peso específico seco para o controle da compactação, o peso úmido e o peso saturado para análise e verificações, onde aplicável.

2.7. Resistência de interface

A BS 8006 (1995) recomenda que a resistência de interface do reforço, em contato com o solo do aterro, ao arrancamento e ao deslizamento, deve ser avaliada com base nos resultados de ensaios de cisalhamento direto realizados pelo método de ensaio BS 1377-7 ou BS 6906-8. Esse ensaio pode ser realizado também pela ASTM D 5321.

Conforme a BS 8006, a ruptura na interface solo-geossintético em muros e taludes deve ser avaliada usando a resistência de pico, reduzida por um fator de segurança parcial. Em reforço de fundações a ruptura na interface solo-geossintético deve ser avaliada usando a maior deformação da interface, reduzida por um fator de segurança parcial.

O ensaio de cisalhamento direto é adequado para controle de qualidade do geossintético, e o ensaio de arrancamento realizado no laboratório e in situ é mais apropriado para avaliar as características de carga-deslocamento no que diz respeito ao desempenho do reforço, em termos de deformações aceitáveis (BS 8006, 1995).

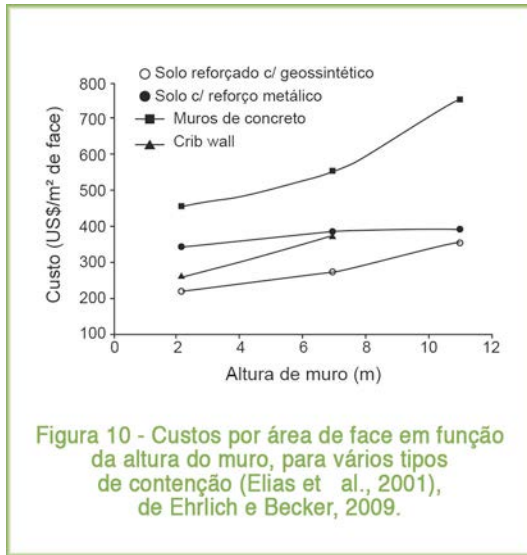
3. Muros e taludes reforçados

3.1. Generalidades

Uma das aplicações clássicas de reforço de solo com geossintéticos é em estruturas de contenção ou muros, com face tipicamente vertical, e de taludes íngremes, com inclinação inferior a 70°.

Pesquisa de Elias et al. (2011) mostra que as estruturas de contenção com solos reforçados com geossintéticos são mais econômicas em comparação a soluções tradicionais, como mostra a **Figura 10**, e apresentam grande tolerância aos recalques da fundação, além de fácil execução em menor espaço de tempo e não exigir mão de obra especializada.

Vários tipos e formas de muros e contenções são mostrados na **Figura 11**.



3.2. Diferenciação Muro x Talude

A introdução do reforço de geossintético no solo reforçado redistribui as tensões e deformações e permite a construção de estruturas do tipo muros de contenção, com face vertical, ou quase vertical, e de taludes íngremes, com inclinação até 70° (aproximadamente 2,5V:1H), usando um volume menor de aterro compactado, **Figura 12**. A possibilidade de uso de solos disponíveis no local da obra, pode reduzir de forma significativa o custo da estrutura de solo reforçado em comparação com soluções convencionais, como mostrado na **Figura 10**.

Os solos reforçados são constituídos de três elementos: reforço, aterro ou solo local, e elementos da face. Os muros são projetados quando a inclinação do talude em relação a horizontal é superior a 70°. Os elementos usualmente empregados na face são: painéis pré-fabricados de concreto, blocos de concreto, StrataSlope® (gaiolas metálicas preenchidas com material granular), geocélulas; além destes, podem ser usadas faces envelopadas com o próprio geossintético de reforço e protegidas com vegetação ou concreto projetado. As **Figuras 13 a 15** mostram situações distintas de talude sem e com reforço.

Vertematti (2004) cita que são inúmeras as vantagens da utilização de geossintéticos como elemento de reforço, do ponto de vista executivo, uma vez que:

- Possibilita a construção de taludes mais íngremes;
- Minimiza o impacto ambiental causado pelas obras de contenção;
- Permite a adoção de vários tipos de acabamento de face dos taludes;
- Permite a execução em locais de difícil acesso;
- Utiliza equipamentos simples e mão de obra não qualificada;
- Reduz consideravelmente o tempo de execução da obra.

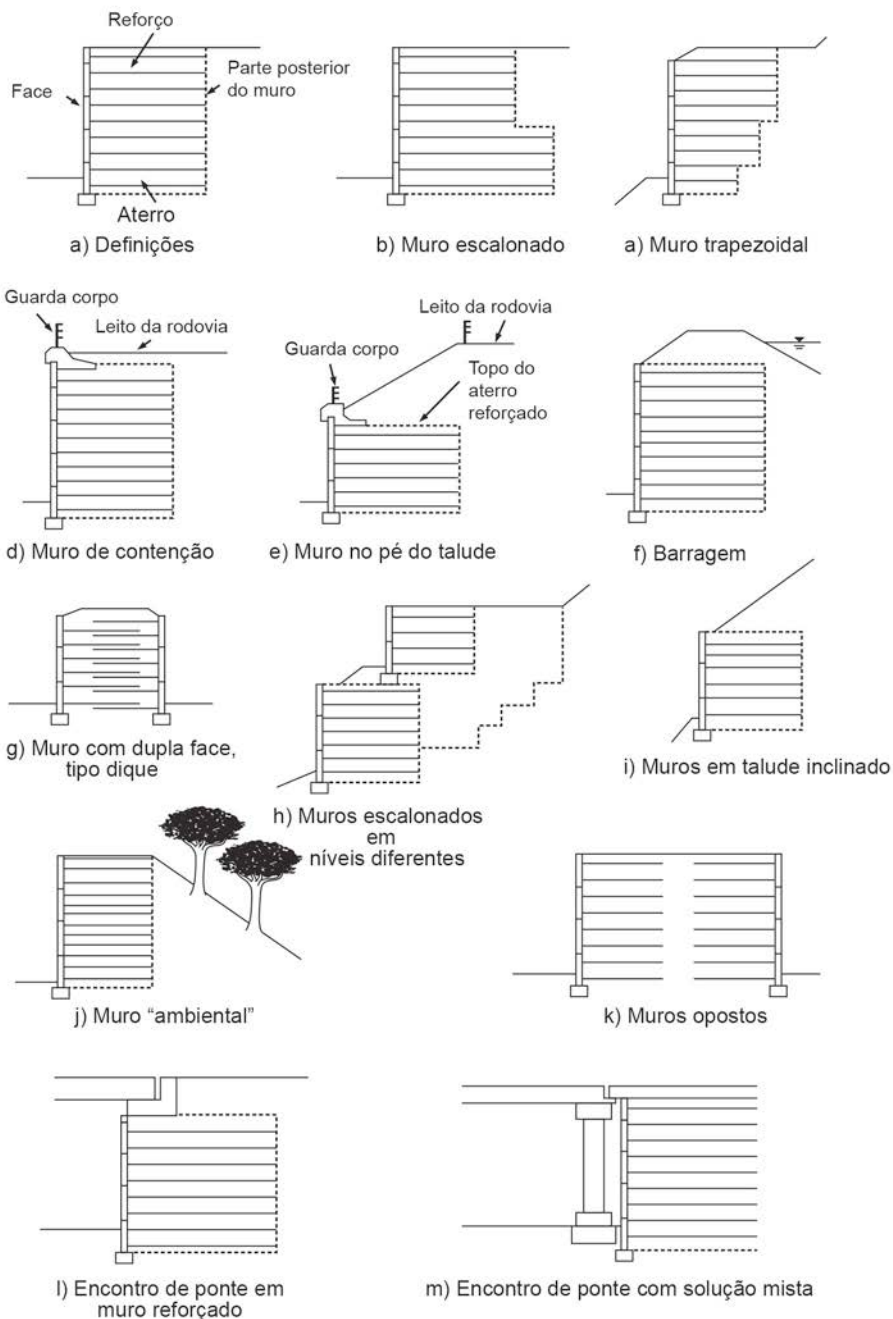


Figura 11 - Tipos de muros e contenções (BS 8006, 1995)

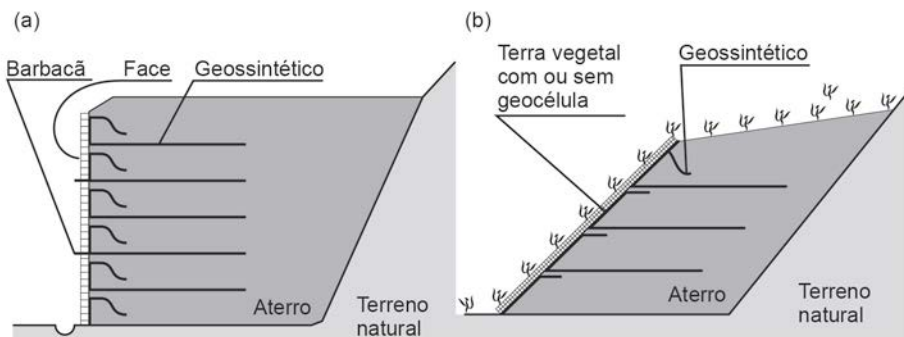


Figura 12: Estruturas de solo reforçado: (a) Muro, (b) Talude (Vertematti, 2004)

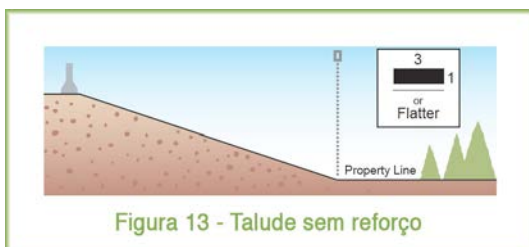


Figura 13 - Talude sem reforço

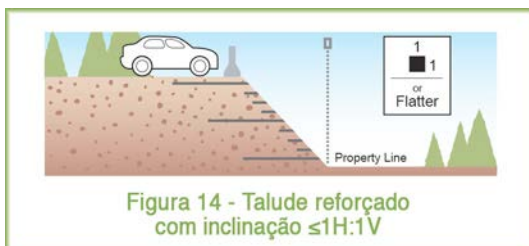


Figura 14 - Talude reforçado com inclinação $\leq 1H:1V$

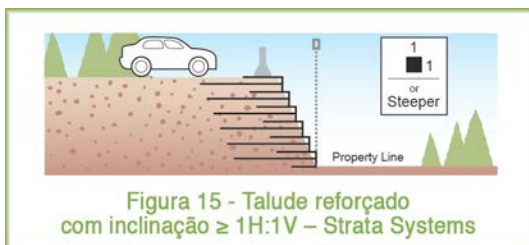


Figura 15 - Talude reforçado com inclinação $\geq 1H:1V$ - Strata Systems

3.3. Mecanismo do solo reforçado em muros e taludes

A **Figura 16** da BS 8006 (1995) mostra um talude com inclinação β_s , constituído de solo seco não coesivo, com β_s maior que o ângulo de atrito interno (obtido no ensaio de resistência ao cisalhamento) do solo. Sem a introdução de um reforço esse talude não seria estável e romperia.

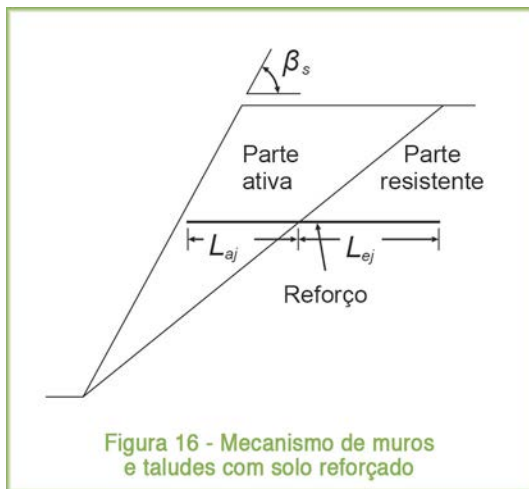
Pesquisa sobre o mecanismo básico de solo reforçado mostrou que o solo no talude se divide em duas partes distintas, mostradas na **Figura 16**: a parte ativa e a parte resistente. Quando não há reforço, a parte ativa é instável e tende a se deslocar para fora e para baixo, em relação à parte resistente.

Se o reforço de geossintético for instalado unindo as partes ativa e resistente, haverá estabilização da parte ativa. Embora uma estrutura de solo reforçado contenha várias camadas de reforço, a única camada mostrada na **Figura 16** serve para ilustrar o mecanismo básico envolvido nesse tipo de solução. A camada de reforço dessa figura possui um comprimento L_{aj} no interior da parte ativa e L_{ej} no interior da parte resistente.

O comportamento do solo reforçado será afetado pelas propriedades do reforço. Reforços flexíveis fornecerão estabilidade para uma massa de solo reforçado pela transferência de forças desestabilizadoras da parte ativa para a parte resistente, onde elas serão absorvidas com segurança. Nesse processo, cargas de tração puramente axiais serão absorvidas, ou dissipadas, pelo reforço flexível.

Apesar de o reforço desenvolver uma aderência e ter rigidez à tração adequadas, ele absorverá as deformações de tração desenvolvidas na parte ativa do solo. Essas deformações de tração serão transferidas do solo para o reforço através do mecanismo da interação solo-reforço. As deformações desenvolvidas no reforço, na parte ativa, darão origem à força de tração correspondente no reforço nesta parte.

Se o comprimento total do reforço for limitado a L_{aj} (**Figura 16**), a carga transferida do solo para o reforço na parte ativa não conseguiria impedir a ruptura dessa parte. Para que não haja ruptura, o comprimento do reforço deve ser acrescido do comprimento L_{ej} , embutido no interior da parte resistente. Desde que o reforço tenha resistência à tração suficiente para suportar as cargas de tração absorvidas da parte ativa, este irá transferi-las para o solo na parte resistente. Como na parte ativa, a carga da parte resistente é transferida do reforço para o solo pelo mecanismo da interação solo-reforço. A carga de tração atuante no reforço no comprimento L_{ej} não é constante e diminui na direção da extremidade livre afastada da face do talude à medida que a carga é transferida para o solo. Na extremidade livre do reforço na parte resistente, a carga de tração no reforço é zero.



Os reforços flexíveis são incorporados ao aterro durante a construção, e as camadas do reforço são horizontais.

3.4. Muros

O projeto e dimensionamento de muros e estruturas de contenção em solo reforçado são realizados usando os mesmos princípios de muros de arrimo e estruturas de contenção do solo, no entanto as estruturas de solo reforçado requerem uma consideração adicional: a interação solo-reforço. No dimensionamento dessas estruturas é usual fazer a verificação das condições de estabilidade externa e interna da estrutura, através das quais são realizadas as escolhas das dimensões, dos materiais e dos fatores de segurança adequados. A estabilidade externa envolve a estabilidade da estrutura de solo reforçado como um todo, enquanto a estabilidade interna envolve os mecanismos de comportamento interno, considerando as tensões dentro da estrutura, a disposição e o comportamento dos reforços, assim como as propriedades do solo do aterro.

3.4.1. Condições locais

Se o projeto indicar que o solo local será usado para o aterro, suas propriedades devem ser determinadas, através de ensaios, para verificar se atendem à especificação para tal. Se o solo local não atender à especificação necessária, deve-se buscar e importar o solo adequado de alguma jazida. Embora essas estruturas sejam muito flexíveis e possam tolerar grandes recalques diferenciais, Mitchel e Villet (1987) recomendam que seja efetuada uma verificação antecipada dos recalques que a estrutura reforçada poderá sofrer, estimando-se as propriedades do solo de apoio, para assegurar que o topo da estrutura estará na cota de projeto após recalcar.

O solo de fundação deve ter capacidade de carga adequada para suportar o peso da estrutura e qualquer sobrecarga, sem sofrer ruptura. A estabilidade externa do muro reforçado deve ser satisfeita antes que um local possa ser considerado aceitável para sua construção.

3.4.2. Dimensões da estrutura

As dimensões da estrutura reforçada devem ser estabelecidas a priori, embora a verificação dos dois tipos de estabilidade, externa e interna, pode requerer que as dimensões sejam aumentadas em relação aquelas inicialmente adotadas. A BS 8006, 1995, recomenda que as dimensões iniciais tenham os valores mínimos apresentados na **Tabela 3**.

De acordo com a BS 8006, a dimensão geométrica da estrutura deve ser baseada no conceito da altura H, a qual é definida como a distância vertical do pé da estrutura até o ponto onde a linha que forma um ângulo igual a $\arctg 0,3$ com a vertical encontra a superfície do terreno. As **Figuras 17 e 18** mostram os detalhes das dimensões iniciais recomendadas para as estruturas de contenção mostradas na **Figura 11** e na **Tabela 3**. Muros com seção transversal trapezoidal devem ser adotados somente quando a fundação é constituída por escavação em rocha ou quando há um solo de fundação de boa qualidade.

Tabela 3: Dimensões mínimas recomendadas para muros e estruturas reforçadas (BS 8006, 1995)

Tipo de Estrutura	Comprimento mínimo do reforço
Muros com função de contenção normal	0,7 H (3 m no mínimo)
Encontro de pontes	O maior valor de: 0,6 H + 2 m ou 7 m
Muros trapezoidais e contenções ^a	0,7 H para reforço na metade superior da estrutura; 0,4 H para reforço na metade inferior da estrutura; ou 3 m no mínimo
Muros e contenções escalonados	0,7 H na metade superior da estrutura, ver Figura 18c) faixas de reforço de maior comprimento na base
Muros nos quais o aterro reforçado exerce empuxo de baixa intensidade, tais como talude negativo ou muros e paredes conectados ver Figura 11g) e j)	0,6 H ou 3 m no mínimo
Muros de pequena altura (menor que 1,5 m)	Sujeitos a considerações particulares

^aPara muros trapezoidais o espaçamento vertical dos reforços deve seguir as seguintes recomendações:
 $L/H < 0,55 : S_v/H \leq 0,125$
 $0,55 \leq L/H < 0,65 : S_v/H \leq 0,167$
 $0,65 \leq L/H < 0,75 : S_v/H \leq 0,222$
Em que:
 S_v : espaçamento vertical entre os reforços
L: comprimento do reforço em qualquer altura
H: altura da estrutura definida na Figura 18b).

Uma estimativa preliminar do comprimento dos reforços pode ser feita pela determinação da largura da estrutura reforçada necessária para não haver deslizamento ao longo da base ou ao longo de qualquer plano acima da base, devido à pressão de terra exercida pelo solo retido pela estrutura. Geralmente o comprimento do reforço requerido para evitar o deslizamento é o que prevalece no projeto.

3.4.3. Embutimento do pé da estrutura de solo reforçado

O pé da estrutura de solo reforçado deve ser embutido abaixo da superfície do terreno. O embutimento é recomendado para evitar a ruptura local por punccionamento ao redor da face da estrutura, e também para evitar o fluxo do solo similar ao piping dentro da estrutura. A definição do embutimento é mostrada na **Figura 19**. Segundo a BS 8006 (1995), o valor do embutimento do pé da estrutura depende de vários fatores:

- Carga da estrutura que atua na fundação;
- Profundidade da nevada (0,45 m na UK, mas não se aplica no Brasil);
- Risco de piping se a carga hidráulica ficar retida atrás da face da estrutura de muros em rios e mar;
- Risco de exposição do pé da estrutura, devido à escavação posterior à sua construção;
- Risco de erosão no pé de muros construídos próximos ou para contenção de margens de rio e mar.

As estruturas de contenção em solo reforçado devem ter um embutimento do pé de pelo menos 0,45 metros, a menos que estejam apoiadas em rocha ou em base estrutural como baldrames, radier ou pavimentos antigos. O embutimento mínimo deve sempre ser maior que o indicado na **Figura 19**, o qual é aplicado à estrutura com $L/H = 0,7$ e para boas condições do terreno. Quando o solo de fundação tem baixa resistência, deve ser considerado um embutimento maior. Na **Tabela 4** a profundidade do embutimento mínimo expresso em termos de altura mecânica do muro fornece um valor conservativo, e geralmente é usado para a dimensão inicial da estrutura. O valor do embutimento mínimo expresso em termos do fator de capacidade de carga na base do muro fornece uma solução mais segura.

Para estruturas de contenção sujeitas à ação da água de rio ou do mar, devem ser tomadas precauções de proteção contra erosão, com a utilização de rip-rap ou gabiões, para garantir a estabilidade. Nestes casos, um embutimento de maior profundidade do que o indicado na **Tabela 4** deve ser adotado.

Tabela 4: Determinação do embutimento mínimo em função da altura H, em metros, e do fator de capacidade de carga q_r , em kN/m² (BS 8006, 1995)

Talude do terreno no pé da estrutura, β_S		Embutimento mínimo D_m , m	Embutimento mínimo D_m/q_r m ³ /kN
$\beta_S = 0$	Muros	H/20	$1,35 \times 10^{-3}$
$\beta_S = 0$	Encontros	H/10	$2,7 \times 10^{-3}$
$\beta_S = 18^\circ$ (cot $\beta_S = 3/1$)	Muros	H/10	$2,7 \times 10^{-3}$
$\beta_S = 27^\circ$ (cot $\beta_S = 2/1$)	Muros	H/7	$4,0 \times 10^{-3}$
$\beta_S = 34^\circ$ (cot $\beta_S = 3/2$)	Muros	H/5	$5,9 \times 10^{-3}$

Nota 1: Para definição da legenda ver Figura 19. Nota 2: $D_m > 0,45$ m.

3.4.4. Estabilidade Externa

Na análise da estabilidade externa considera-se que a massa de solo reforçado é similar a um muro de gravidade, e deve ser verificada a possibilidade de ocorrer quatro mecanismos clássicos de instabilidade em estruturas de contenção: deslizamento, tombamento, problema de capacidade de carga da fundação e ruptura global, **Figura 20**. O efeito das cargas permanentes e outras forças atuantes na estrutura de solo reforçado, como sobrecargas, devem ser consideradas na verificação da estabilidade externa.

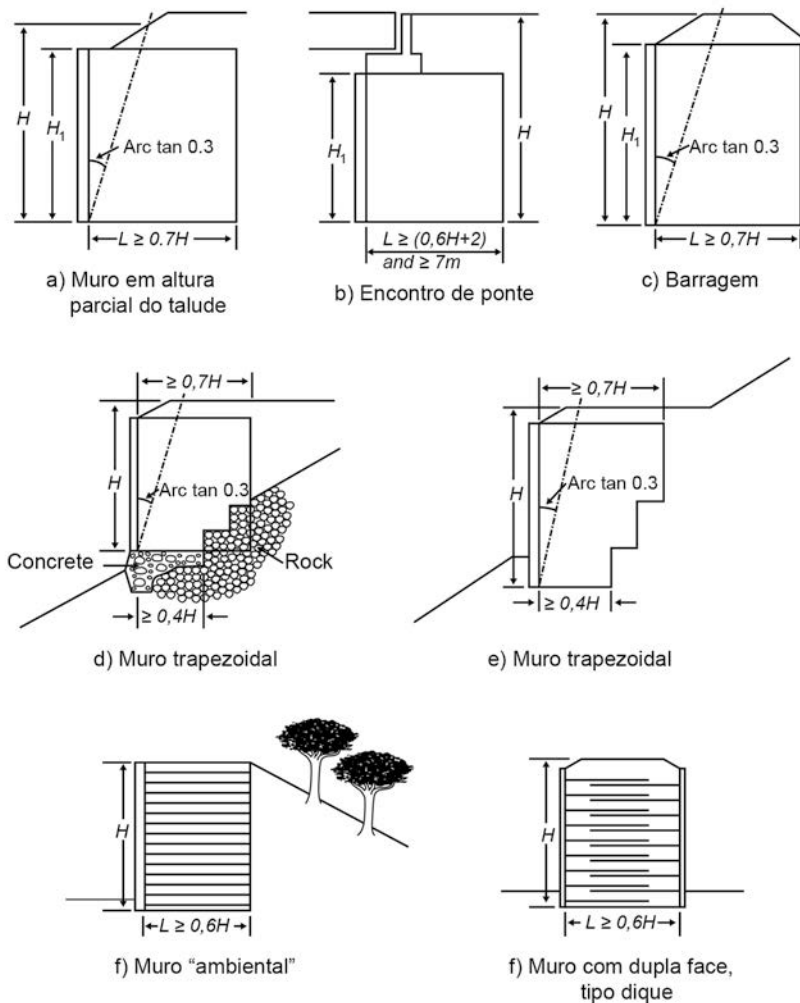
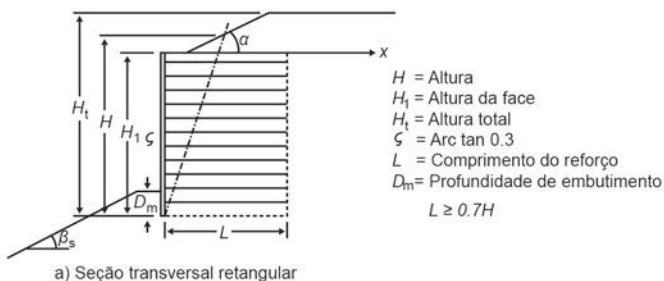


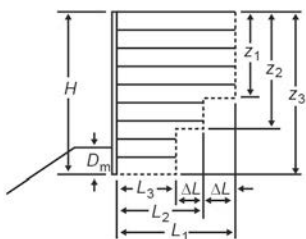
Figura 17 - Dimensões iniciais de muros e estruturas de contenção com solo reforçado (BS 8006, 1995)

As propriedades que devem ser consideradas para o solo da estrutura reforçada, para o aterro complementar e para a fundação, assim como as cargas principais que devem ser consideradas no cálculo da estabilidade, são mostradas na **Figura 21**. Devem ser consideradas as propriedades de curto e de longo prazos do solo, para verificação das condições durante a construção, durante a vida de serviço da estrutura e também em relação às mudanças que possam ocorrer de pressão neutra. O empuxo passivo atuante no pé do muro ou da estrutura de contenção abaixo do nível do terreno deve ser desprezado, na consideração das forças estabilizantes.

A estrutura reforçada pode ser construída com o mesmo solo local de reaterro, ou com solo ou agregado diferentes. O empuxo E , atuante na massa reforçada, pode ser calculado por uma das teorias clássicas de equilíbrio-limite (Rankine ou Coulomb).



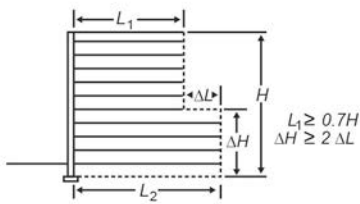
a) Seção transversal retangular



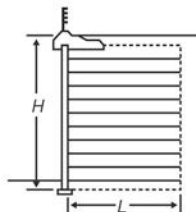
b) Seção transversal trapezoidal

Nota 1: Nenhum reforço deve terminar na área hachurada

Nota 2: a distância horizontal dos degraus deve ser $\leq 0,15H$

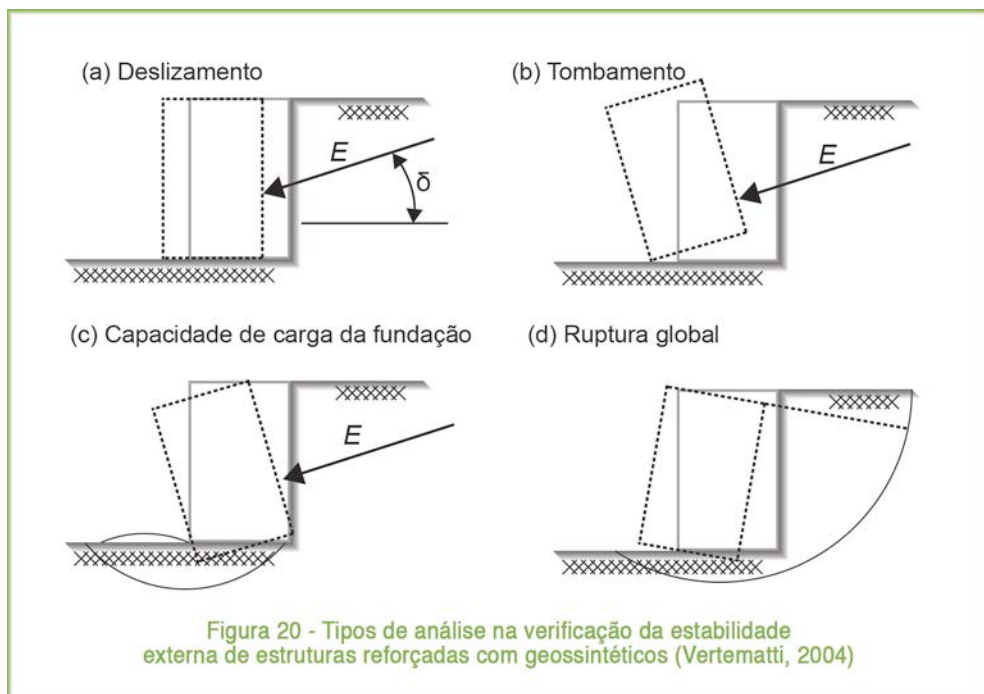
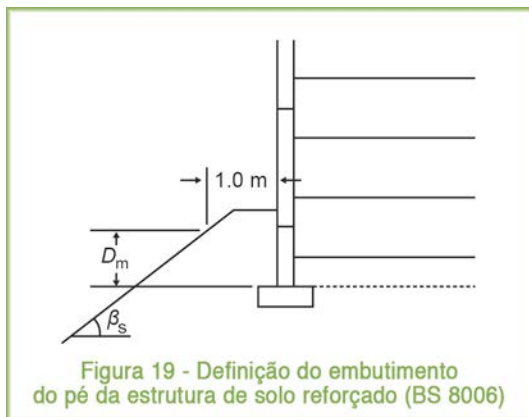


c) Seção transversal escalonada



d) Muros com guarda corpo

Figura 18 - Dimensões de muros reforçados com geossintéticos com várias geometrias (BS 8006, 1995)

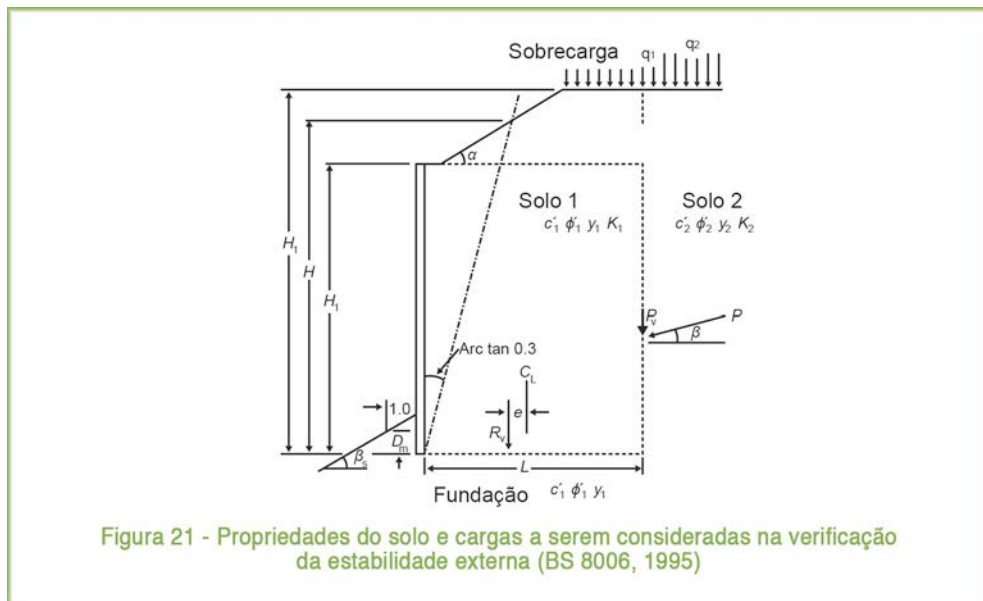


3.4.4.1. Verificação da estabilidade ao deslizamento ao longo da base da estrutura

A verificação da estabilidade ao escorregamento ou deslizamento da estrutura reforçada ao longo da sua base, na interface entre o aterro reforçado e o terreno de apoio, deve ser realizada usando as propriedades do solo reforçado ou do solo de apoio, aquele que for mais desfavorável. O fator de segurança ao deslizamento FS_d é determinado pela razão entre a força resistente mobilizada na base da estrutura e a força devido ao empuxo de terra atuante:

equação (6)

$$FS_d = \frac{(\gamma_1 \cdot H + q) \cdot L_d \cdot \tan \phi}{E} \geq 1,5$$



Na **Figura 21**, o comprimento do reforço ou largura da base da estrutura reforçada pode ser calculada por:

equação (7)

$$L_d = \frac{FS_d \cdot E}{(\gamma_1 H + q) \tan \phi}$$

Em que:

FS_d : Fator de segurança ao deslizamento ao longo da base da estrutura;

L_d : Comprimento do reforço ou largura da base da estrutura de solo reforçado;

q : sobrecarga uniformemente distribuída sobre o terrapleno;

γ_1 : peso específico do solo 1;

H : altura da estrutura reforçada;

ϕ : ângulo de atrito do solo de fundação ou do solo do aterro, o que for menor;

E : empuxo ativo calculado por Rankine.

No caso de solos coesivos, o valor de E deve ser obtido desprezando-se eventuais tensões ativas negativas até a profundidade das trincas de tração.

Para aterros de solos não coesivos ($c_1 = c_2 = 0$):

equação (8)

$$L_d = \frac{k_{a2} \left(1 + 2 \frac{q}{\gamma_2 \cdot H}\right)}{2 \tan \phi \left(\frac{\gamma_1}{\gamma_2} + \frac{q}{\gamma_2 \cdot H}\right)} FS_d \cdot H$$

Palmeira (2006) faz as seguintes recomendações para situações específicas:

a) O valor de ϕ depende das condições da base da estrutura reforçada. Se houver uma camada de geossintético instalada na base da estrutura (caso que geralmente ocorre), o valor de ϕ será o valor do ângulo de atrito de interface entre o geossintético e o solo de fundação, **Figura 22**.

b) Quando a estrutura reforçada estiver sobre um solo fino, com condições não drenadas de escorregamento, o valor da largura da base pode ser obtido por (para $c_1 = c_2 = 0$).

equação (9)

$$L_d = \frac{k_{a2} \left(1 + 2 \frac{q}{\gamma_2 \cdot H}\right)}{2a_u} FS_d \cdot H$$

Em que:

a_u : adesão entre a base da estrutura reforçada e o solo de fundação ($a_u = \alpha \cdot S_u$, onde S_u é a resistência não drenada do solo de fundação e $0 < \alpha \leq 1$).

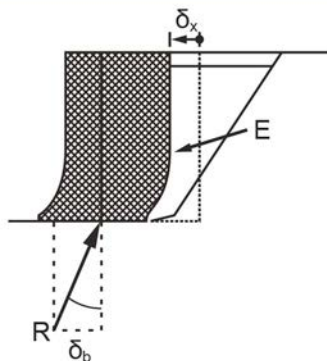
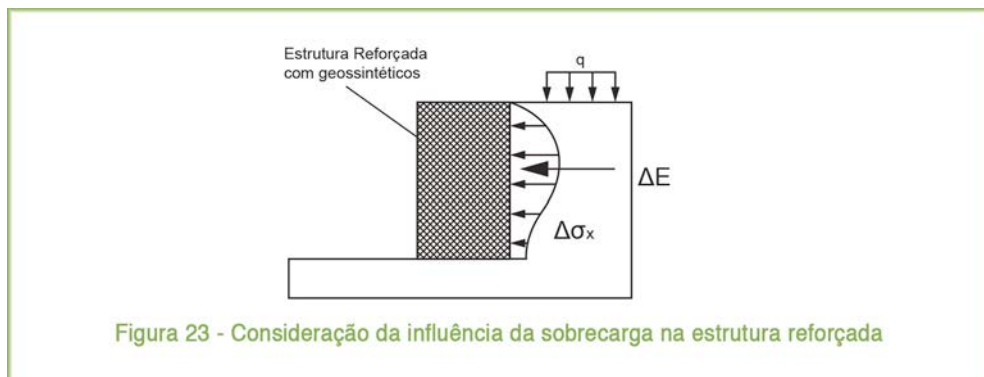


Figura 22 - Verificação do escorregamento quando há um geossintético na base da estrutura reforçada.

c) Para as sobrecargas localizadas sobre o terrapleno devem ser considerados os acréscimos de tensões horizontais sobre a face interna da estrutura reforçada ou deve ser utilizada uma metodologia de cálculo de empuxo, que leve em conta essa condição, **Figura 23**.



3.4.4.2. Verificação da estabilidade ao tombamento

Na verificação da segurança ao tombamento, o fator de segurança é calculado pela razão entre o momento resistente, devido ao peso da estrutura reforçada, e o momento atuante, exercido pelo empuxo de solo E :

equação (10)

$$FS_t = \frac{(\gamma_1 \cdot H + q) \cdot \frac{L_t}{2}}{E \cdot y_E} = \frac{(\gamma_1 \cdot H + q) \cdot L_t}{2 \cdot E \cdot y_E} \geq 2,0$$

A largura da estrutura reforçada/comprimento do reforço que garantirá a estabilidade ao tombamento será:

equação (11)

$$L_t = \frac{2 \cdot FS_t \cdot E \cdot y_E}{(\gamma_1 \cdot H + q)}$$

Em que:

L_t : largura da estrutura reforçada ou comprimento do reforço;

FS_t : fator de segurança ao tombamento;

y_E : braço do momento do empuxo ativo, em relação ao pé da estrutura reforçada.

No caso de aterros não coesivos, a largura da estrutura reforçada será:

equação (12)

$$L_t = H \sqrt{\frac{FS_t \cdot k_{a2} (1 + 3 \frac{q}{\gamma_2 \cdot H})}{3 (\frac{\gamma_1}{\gamma_2} + \frac{q}{\gamma_2} H)}}$$

Nota: Após o cálculo de L_d e de L_t deve-se adotar provisoriamente o maior dos dois valores para a largura da base da estrutura reforçada.

3.4.4.3. Verificação da capacidade de carga do solo de fundação

A distribuição de pressões típica na base de uma estrutura de solo reforçado é mostrada na **Figura 24a**. Para esta verificação pode ser utilizada a capacidade de carga q_r , baseada na distribuição de Meyerhof, mostrada na **Figura 24b**.

equação (13)

$$q_r = \frac{R_v}{L - 2e}$$

Em que:

q_r : fator de capacidade de carga atuante na base do muro ou da estrutura;

R_v : resultante das cargas verticais atuantes;

L : comprimento do reforço na base do muro ou da estrutura;

e : excentricidade da carga resultante R_v em relação a linha central da base de largura L .

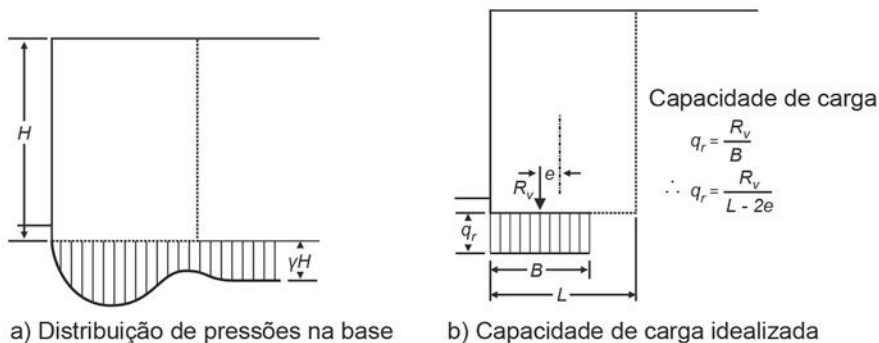


Figura 24 - Distribuição de pressões na base da estrutura reforçada (BS 8006)

A capacidade de carga atuante q_r deve ser comparada com a capacidade de carga máxima do solo de fundação:

equação (14)

$$q_r \leq \frac{q_{m\acute{a}x}}{f_{ms}} + \gamma D_m$$

Em que:

$q_{m\acute{a}x}$: capacidade de carga máxima do solo de fundação;

γ : peso específico do solo de fundação;

D_m : profundidade do embutimento do muro;

f_{ms} : fator de segurança parcial para capacidade de carga limite = 1,3, Tabela 15.

A capacidade de carga máxima $q_{m\acute{a}x}$ do solo de fundação pode ser avaliada pela equação de Terzaghi e Peck (1967) para uma fundação corrida:

$$q_{m\acute{a}x} = c'N_c + q_s N_q + 0,5 \gamma B' N_\gamma$$

Em que:

$q_{m\acute{a}x}$: capacidade de carga máxima do solo de fundação;

c' : coesão do solo de fundação;

q_s : sobrecarga no nível da base da estrutura, caso esteja parcialmente enterrada;

γ : peso específico do solo de fundação;

N_c , N_q e N_γ : fatores de capacidade de carga obtidos nas seguintes expressões de Terzaghi e Peck (1987):

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cotan \phi'$$

$$N_q = e^{(\pi \cdot \tan \phi')} \cdot \tan^2(45^\circ + \phi'/2)$$

$$N_\gamma = 1,80 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan \phi'$$

Para fundação constituída por solos finos e carregamento não drenado, a capacidade de carga deve ser calculada por:

equação (15)

$$q_{m\acute{a}x} = S_u N_c + q_s$$

O fator de segurança contra a ruptura do solo de fundação FS_f , em ambos os casos não drenado e drenado, deve ser:

equação (16)

$$FS_f = \frac{q_{m\acute{a}x}}{q_r} \geq 3$$

3.4.5. Estabilidade Interna

O método recomendado para as análises da estabilidade interna é o proposto por Mitchel e Villet (1987). Esse método é de simples aplicação e gera um dimensionamento verificado como adequado na prática. Portanto, este item está baseado na íntegra na publicação de Mitchel e Villet.

É importante ressaltar que, por ser uma metodologia de países temperados, inicialmente o método não contempla o uso da coesão efetiva do nos cálculos. Contudo, a consideração desse parâmetro é de simples inserção no método, devendo ser incluído na determinação da força horizontal em cada camada do reforço e na resistência ao arrancamento do mesmo.

3.4.5.1. Propriedades do solo de aterro

O solo usado no aterro deve ter propriedades mínimas que assegurem a adequada transferência de tensões solo-reforço, e ofereça resistência ao arrancamento do reforço.

A durabilidade do sistema de reforço depende diretamente das propriedades do solo de aterro. Para estimativa do grau de degradabilidade do reforço deve-se conhecer o pH do solo, a resistividade e a concentração de cloretos e sulfatos.

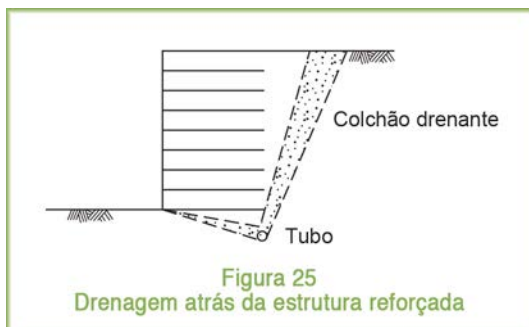
As propriedades que são geralmente requeridas para a estabilidade interna de uma estrutura de solo reforçado incluem pH, resistividade, cloretos, sulfatos, distribuição granulométrica, índice de plasticidade, ângulo de atrito, coesão e peso específico. Deve ser realizada uma avaliação de como essas propriedades podem mudar durante a vida de serviço da estrutura.

3.4.5.2. Condições do nível freático

É importante que o nível freático seja determinado antes da elaboração do projeto, e medidas apropriadas no projeto devem ser tomadas para garantir que a estrutura reforçada seja estável sob as piores condições de carregamento hidráulico.

O material de aterro usado na maioria dos muros e taludes reforçados é solo granular, o qual é tido como material drenante. O nível freático original pode ser alterado pela construção da estrutura reforçada, mas geralmente nenhuma carga hidráulica é aplicada na sua face. Caso seja usado no aterro solo de granulometria fina e se o nível freático estiver acima da base da estrutura reforçada, deve-se levar em conta a pressão hidrostática na verificação da estabilidade da estrutura. Nesse caso, deve ser projetado um sistema de drenagem atrás da estrutura reforçada, para assegurar que o aterro de solo fino não fique saturado, **Figuras 25 e 29**.

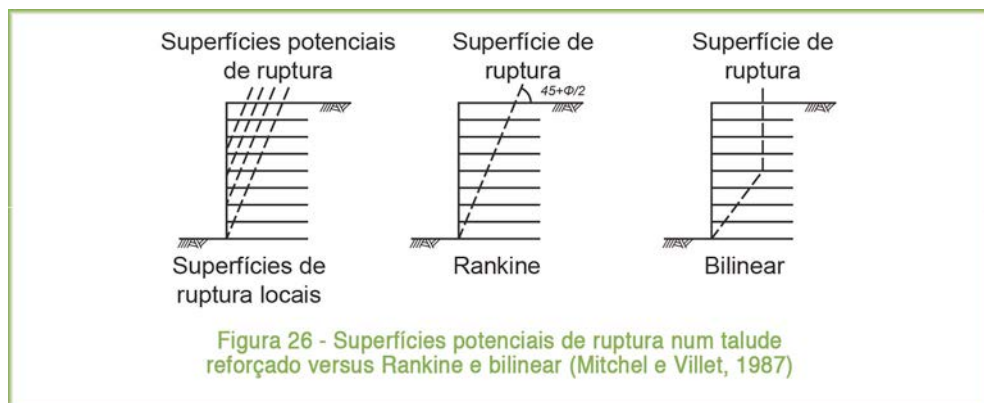
Acumulo de água no aterro pode causar uma redução da pressão efetiva vertical, entre o solo e o reforço, que poderá diminuir a resistência ao arrancamento do reforço, resultando em movimentos horizontais significativos da estrutura.



3.4.5.3. Avaliação da estabilidade interna

Como explicado no item 3.3 - Mecanismo do solo reforçado em muros e taludes - e mostrado na **Figura 16**, a massa de solo pode ser dividida em duas regiões: parte ativa e parte passiva, numa estrutura de solo reforçado, com face vertical ou inclinada e em taludes reforçados. A parte ativa está localizada imediatamente atrás da face do muro. Nessa região, o solo está tentando se mover para fora da estrutura e as tensões provocadas por esse movimento devem ser resistidas pelo reforço. Essas tensões no reforço são transferidas para a parte resistente, onde as tensões de cisalhamento do solo são mobilizadas na direção oposta, para evitar o arrancamento dos reforços. Na **Figura 16** pode-se identificar essas duas regiões, nas quais o reforço é o responsável por manter as duas partes unidas.

A demarcação entre essas duas partes é importante, porque a linha divisória determina os pontos de tensão de tração máxima nos reforços e corresponde à superfície potencial de ruptura no interior da massa de solo reforçado. A localização dessa superfície de ruptura não é bem definida para os diferentes tipos de reforços usados. Alguns projetos utilizam a superfície de ruptura de Rankine iniciando na base da estrutura e estendendo-se até a superfície do terreno, formando um ângulo de $45 + \phi/2$ com a horizontal. Outros projetos usam a superfície bilinear para aproximar de uma superfície curva. A **Figura 26** mostra as superfícies potenciais de ruptura citadas.



Uma superfície de ruptura simples pode ser definida para projetos de estruturas reforçadas com solo importado para o aterro, porque o material é relativamente homogêneo e o espaçamento dos reforços é uniforme. Ao contrário, o uso de solo local origina um aterro heterogêneo. Por isso, a geometria vertical do sistema reforçado e o espaçamento horizontal varia consideravelmente para cada local, o que torna difícil a predeterminação da forma da superfície potencial de ruptura.

Por essa razão os projetos de taludes e estruturas reforçadas devem ser baseados na análise da estabilidade geral, considerando superfícies potenciais de ruptura que cruzam os reforços, **Figura 26**. Várias superfícies de ruptura devem ser analisadas, e a superfície potencial de ruptura deve ser definida como a que apresenta o menor fator de segurança.

A base para a avaliação da estabilidade interna é a correta determinação do espaçamento e dos comprimentos dos reforços, para que sejam satisfeitas as condições de tensões de tração e de arrancamento compatíveis com a resistência do reforço e com as condições-limite de adesão solo-reforço, respectivamente.

Uma consideração muito importante na estabilidade interna diz respeito à durabilidade, devido à perda de resistência do reforço ao longo do tempo. A deterioração do reforço pode resultar do “creep” e do ataque químico e biológico dos diferentes polímeros constituintes do reforço. A prática corrente para prevenir a ruptura resultante da deterioração do reforço inclui a proteção do geotêxtil e da geogrelha dos raios ultravioleta (para os quais o projeto deve recomendar que sejam protegidos ou armazenados em local fechado), e projeto com níveis de tensão reduzidos, para minimizar o efeito do “creep” nesses geossintéticos.

a) Muros e estruturas de contenção reforçados com geogrelha

a.1) Coeficiente de empuxo

A análise da estabilidade interna requer o conhecimento ou a adoção de valores do coeficiente do empuxo horizontal dentro da massa de solo reforçado. Projetistas que não possuem uma grande base de dados de estruturas reforçadas instrumentadas têm adotado o coeficiente de empuxo ativo, constante em toda a altura da estrutura, para a determinação das pressões horizontais.

a.2) Ruptura do reforço

O sistema de reforços deve ser capaz de suportar as pressões transferidas pelo solo, sem romper. A pressão horizontal, σ_h , em qualquer ponto da altura da estrutura pode ser determinada como:

equação (17)

$$\sigma_h = k\sigma_v$$

Em que:

k : coeficiente de empuxo;

σ_v : pressão vertical em qualquer profundidade.

A pressão vertical, em qualquer profundidade, pode ser determinada considerando a excentricidade e , da força reativa nesta profundidade, e calculada de acordo com a distribuição de pressão de Meyerhof (ver item 3.4.4.3, **Figura 24b**).

Se o espaçamento vertical entre os reforços for S_v , e o espaçamento horizontal de centro a centro entre reforços for S_H , a carga total horizontal FH que deverá ser resistida por uma camada de reforço será:

equação (18)

$$FH = \sigma_h \cdot S_H \cdot S_v$$

A força transmitida ao reforço pela carga horizontal FH deve ser menor do que a resistência à tração admissível do reforço, para haver uma segurança adequada contra rupturas.

a.3) Resistência ao arrancamento

A resistência ao arrancamento é desenvolvida por dois mecanismos de transferência de tensão, como mostra a **Figura 27**:

1. Atrito na superfície plana do reforço;
2. Resistência passiva na superfície do reforço normal na direção do movimento relativo entre o solo e o reforço

- a) Atrito entre o solo e a superfície plana do reforço
- b) Resistência passiva do solo na superfície do reforço

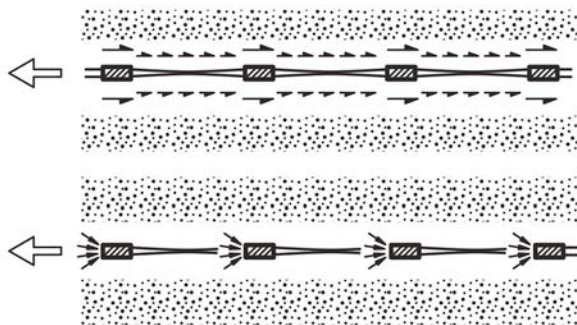


Figura 27 - Mecanismos de transferência de tensão entre o solo e a geogrelha (Jewell et al., 1984)

a.3.1) Atrito entre o solo e a superfície plana do reforço

A força de cisalhamento, P_f , que pode ser desenvolvida entre o solo e a superfície da geogrelha depende do ângulo de atrito da interface e da tensão normal efetiva entre o solo e a superfície do reforço. Notar que P_f não inclui a componente de atrito dos grãos do solo escorregando sobre uns sobre os outros ou a capacidade de carga.

equação (19)

$$P_f = 2A_r \alpha_s \cdot \gamma'z \cdot \tan\delta$$

Em que:

γ' : peso específico efetivo do solo;

z : profundidade de embutimento da geogrelha considerada;

A_r : área da geogrelha (comprimento vezes largura do segmento, e não somente dos elementos da geogrelha);

α_s : fração sólida da superfície da geogrelha em relação a área total da superfície;

δ : ângulo de atrito entre o solo e a superfície do reforço.

a.3.2) Resistência passiva nos elementos transversais da geogrelha

A resistência ao arrancamento de qualquer sistema de reforço pode ser determinada através de equações semiempíricas. O comprimento de embutimento do reforço, L_{ej} , atrás da superfície potencial de ruptura, na parte resistente, **Figura 16**, deve ser suficiente para assegurar a transferência da carga do reforço para o solo sem que ocorra o arrancamento do reforço. A equação usada avaliação da resistência ao arrancamento é:

equação (20)

$$P = L_{ej} b \gamma_z \left[\left(2 \alpha_s \tan\delta \right) + \left(\frac{b'}{\sigma_z} \frac{t}{s_x} \alpha_b \right) \right]$$

$$5 \leq \frac{\sigma_b}{\sigma_z} \leq 100$$

Em que:

L_{ej} : comprimento do reforço atrás da superfície potencial de ruptura;

b : largura da geogrelha;

γ_z : peso específico do solo na profundidade z ;

α_s : fração sólida dos elementos da geogrelha em relação a área total da superfície;

δ : ângulo de atrito entre o solo e a superfície do reforço;

b' : largura reduzida equivalente da geogrelha, que suporta o esforço;

σ_z : pressão vertical na profundidade z ;

t : espessura do reforço;

s_x : espaçamento horizontal entre os elementos transversais;

α_b : fração da largura da geogrelha, b , que suporta o esforço;

σ_b : resistência passiva nos elementos transversais da geogrelha.

a.3.3) Equações para determinação da resistência de arrancamento

É recomendável expressar a resistência de arrancamento da geogrelha de reforço em termos da sua área total de superfície A_r . A resistência de adesão pode então ser considerada como um coeficiente de aderência múltipla, f_b , do ângulo de atrito para o solo:

equação (21)

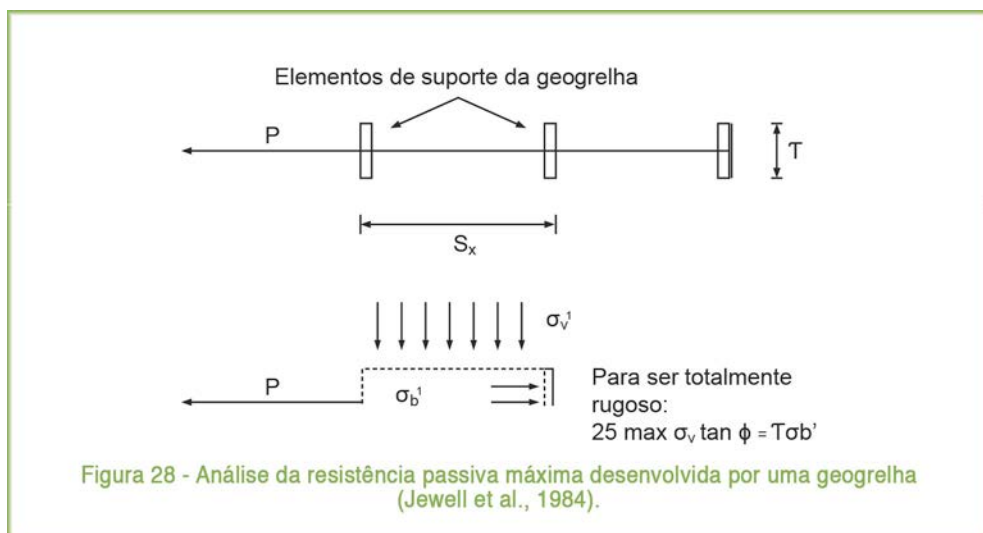
$$f_b \tan \phi = \alpha_s \tan \delta + f_{bearing} \tan \phi$$

O primeiro termo representa a contribuição do atrito, e o segundo termo da resistência passiva. Dividindo a equação (21) por $\tan \phi$, obtém-se a equação geral para o coeficiente de adesão:

equação (22)

$$f_b = \frac{\alpha_s \tan \delta + f_{bearing}}{\tan \phi}$$

Para um geossintético contínuo, como o geotêxtil, α_s seria unitário, $\tan \delta$ seria igual a $\tan \phi$, e não teria a componente de suporte (bearing). Nesse caso, f_b seria igual a unidade. Para uma geogrelha, o valor de f_b não pode excedido, porque a ruptura do solo ocorrerá preferencialmente a uma pequena distância da geogrelha. Por isto, f_b é limitado a um valor máximo de 1,0. A resistência ao arrancamento máxima, $P_{máx}$, que poderia ser desenvolvida em um solo granular, seria para o caso onde os elementos de suporte transversais estivessem próximos o suficiente, de forma que a geogrelha e o solo em contato com esta se comportassem como um geossintético contínuo de espessura, t , sendo arrancado através do solo. Para esse caso, **Figura 28**, tem-se:



equação (23)

$$P_{m\acute{a}x} = 2 S_{ot} n \sigma'_v \tan\emptyset$$

Em que:

n : número de elementos de suporte transversais;

S_{ot} : espaçamento ótimo.

A mesma resistência desenvolvida pelo suporte seria:

equação (24)

$$P_{m\acute{a}x} = \alpha_b t \sigma'_b n$$

Combinando as **equações (23) e (24)** obtém-se a relação espaçamento ótimo versus espessura:

equação (25)

$$\left(\frac{S}{t}\right)_{ot} = \frac{\sigma'_b \alpha_b}{\sigma'_v 2 \tan\emptyset}$$

Para valores de S/t menores que o valor da relação ótima não haverá aumento na resistência ao arrancamento. O uso de espaçamento menor entre os elementos transversais resulta antieconômico. Espaçamentos maiores resultarão num sistema de reforço que não é capaz de desenvolver a resistência passiva total do suporte, que seria mobilizada dentro da área de reforço.

A redução na componente do suporte da resistência ao arrancamento para espaçamentos S_x maiores que S_{ot} podem ser expressos como:

equação (26)

$$f_{bearing} = \frac{\left(\frac{S}{t}\right)_{ot}}{\frac{S_x}{t}}$$

As equações (25) e (26) podem então ser reescritas como:

equação (27)

$$f_{bearing} = \frac{\sigma'_b}{\sigma'_v} \frac{\alpha_b}{S_x} \frac{1}{2 \tan\emptyset}$$

O coeficiente de adesão ou de resistência ao arrancamento para uma geogrelha reforçando o solo pode então ser escrita na seguinte forma geral:

equação (28)

$$f_b = a_s \frac{\tan \delta}{\tan \emptyset} + \frac{\sigma'_b}{\sigma'_v} \frac{a_b^t}{S_x} \frac{1}{2 \tan \emptyset}$$

Os parâmetros da equação (28) podem ser determinados diretamente dos dados de projeto, exceto talvez, o valor de σ'_b/σ'_v . Este valor pode ser determinado em função do ângulo de atrito do solo, ϕ , através das relações teóricas-experimentais de Prandlt (adaptado de Jewell et al., 1984a), de Jewell et al. (1984b) e de Rowe and Davis (1982). Alternativamente, a relação σ'_b/σ'_v pode ser medida diretamente no ensaio de arrancamento.

a.3.4) Influência do tamanho da partícula do solo

O tamanho da partícula do solo pode afetar a capacidade de arrancamento de forma similar ao efeito de resistência ao escorregamento, isto é, as partículas grandes são provavelmente as que melhoram a resistência à adesão. Não há dados resultantes de ensaios para a influência do tamanho das partículas na resistência ao arrancamento para uma geogrelha. De acordo com Jewell (1980), desde que a combinação geogrelha-solo satisfaça o critério sugerido para o escorregamento na equação:

equação (29)

$$\frac{\text{Dimensão mínima da abertura da malha da geogrelha}}{\text{Tamanho médio da partícula do solo}} > 3$$

Então o máximo coeficiente de adesão ou de resistência ao arrancamento calculado pela equação (28) deve proporcionar um valor razoavelmente conservativo para o projeto.

a.3.5) Influência da pressão neutra

Todas as equações para avaliação da resistência ao arrancamento estão em termos de tensão efetiva, portanto, quando houver influência de pressão neutra na estrutura reforçada, esta deve ser levada em conta, uma vez que reduzirá a tensão normal.

a.3.6) Solos coesivos

As resistências ao escorregamento e arrancamento dos reforços com geogrelha, em solos coesivos sob condições de carregamento drenado, podem ser avaliadas

através das equações acima se forem usados valores apropriados do ângulo de atrito efetivo drenado. É recomendável, no entanto, que valores medidos em ensaios da resistência ao deslizamento e ao arrancamento sejam selecionados como valores de projeto, caso não haja dados concretos de desempenho.

A seleção de valores de projeto para solo argiloso, reforçado com geogrelha, submetido a carregamento não drenado, deverá ser baseada em ensaios de campo e de laboratório.

A resistência ao arrancamento por unidade de largura da geogrelha de reforço não tem sido estudada, mas numa abordagem experimental pode ser considerada a resistência do solo nos elementos de suporte, de forma similar a equação de capacidade de carga convencional. Dessa consideração resulta:

equação (30)

$$P_B = n (N_c S_u + \sigma) t a_b$$

Em que:

P_B : resistência ao arrancamento por unidade de largura desenvolvida pelos n elementos de suporte;

N_c : fator de capacidade de carga para o solo não drenado na profundidade considerada;

S_u : resistência ao cisalhamento não drenado;

t : espessura da geogrelha;

σ : tensão vertical total;

n : número de elementos contra os quais a capacidade de suporte é desenvolvida.

A resistência total contra os elementos de suporte não deve exceder a força que causa a ruptura num plano no interior do solo coesivo, paralelo a geogrelha, isto é:

equação (31)

$$a_b n (N_c S_u + \sigma) t \leq 2 n S_x S_u$$

O multiplicador 2 é usado porque a ruptura pode ocorrer em ambos os lados da geogrelha. Se for ignorada a contribuição da tensão total no suporte da carga (a qual é provável que seja relativamente pequena), a equação fica simplificada:

equação (32)

$$N_c \leq \frac{2 S_x}{t a_b}$$

b) Muros e estruturas de contenção reforçadas com geotêxtil tecido

No projeto de muros reforçados com geotêxtil devem ser avaliadas também as estabilidades externa e interna. A estabilidade interna do muro é controlada pela habilidade da massa de solo reforçado atuar como uma unidade coesa, que é alcançada através da transferência de tensões do solo para o reforço. Como em outros sistemas de reforço, duas situações devem ser avaliadas: a tensão desenvolvida no reforço e a resistência ao arrancamento do reforço.

A estabilidade externa deve ser avaliada conforme o item 3.4.4.

Os métodos de cálculos recomendados por Mitchel e Villet (1987) para a estabilidade interna de estruturas reforçadas com geotêxtil são os de Broms e do U.S. Forest Service. Será adotado o método de Broms, que é mais apropriado para muros verticais, ou com inclinação próxima da vertical, com face constituída por elementos estruturais. Este método é baseado nos resultados dos ensaios realizados no Royal Institute of Technology em Estocolmo, Holtz and Broms (1977).

Os fatores que influem na determinação do espaçamento e do comprimento do reforço são o empuxo atuante no muro e a resistência ao “creep” do geotêxtil em longo prazo. É importante também que o geotêxtil seja flexível o suficiente para que haja a redistribuição do empuxo, quando atuarem as cargas no muro.

O empuxo é pequeno nos elementos da face, porque a maior porção deste é resistida pelo atrito entre as camadas de geotêxtil e o solo. Broms (1978) calculou a contenção lateral proporcionada pelo geotêxtil de reforço e associou a redução no empuxo relativo ao valor de repouso, considerando a força de equilíbrio do elemento de solo cortado entre duas camadas de geotêxtil, **Figura 29**. A resistência ao atrito ao longo do geotêxtil, f , é calculada como:

equação (33)

$$f = \sigma_v' \tan \delta$$

Em que:

$\delta = \phi$ para geotêxteis tecidos e solos não coesivos.

Broms recomenda que o ângulo de atrito (δ) entre o geotêxtil e o solo seja reduzido a um valor menor do que o ângulo de atrito do solo, se a porcentagem de silte e argila constituinte do solo for maior que 10%. As tensões, σ_v' e σ_h' , não são tensões principais devido à presença da componente de atrito f , e o coeficiente de empuxo correspondente, k_B , é então maior do que o coeficiente de Rankine. Esse coeficiente pode ser computado conforme a equação (34) para solos não coesivos, fornecendo o ângulo de atrito entre solo e geotêxtil igual ao ângulo de atrito do solo.

equação (34)

$$k_b = \frac{1}{1 + 2 \tan^2 \phi}$$

As pressões de terra, σ_v' e σ_h' , aumentam com a distância da face do muro, como mostra a **Figura 30**. Isto significa que os elementos do muro podem ser projetados para valores de empuxo menores do que os resultantes da teoria de Rankine.

A verificação das pressões horizontais nos elementos da face do muro, para uma camada reforçada pode ser realizada através da **Figura 30**, para determinar σ'/σ_o' na distância x igual à largura do elemento de face, em forma de L. Se o elemento da face for projetado para σ_{ho}' , o solo pode suportar $\sigma_h' = (\sigma'/\sigma_o') \sigma_{ho}'$ na distância x . A capacidade de carga do solo será então $\sigma_v' = \sigma_h'/K_b$, e a máxima altura de solo acima deste nível será σ_v'/γ .

O espaçamento requerido do reforço e o comprimento de embutimento são determinados pela tensão máxima no reforço.

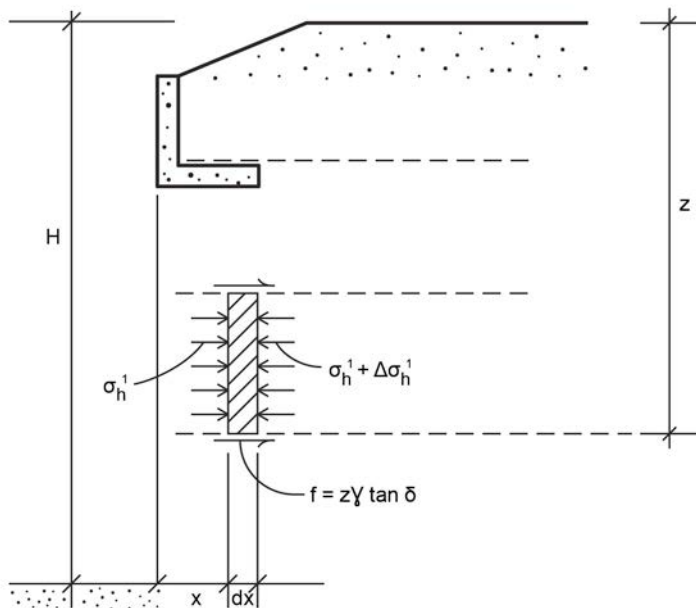


Figura 29 - Distribuição de tensões no aterro (Broms, 1978)

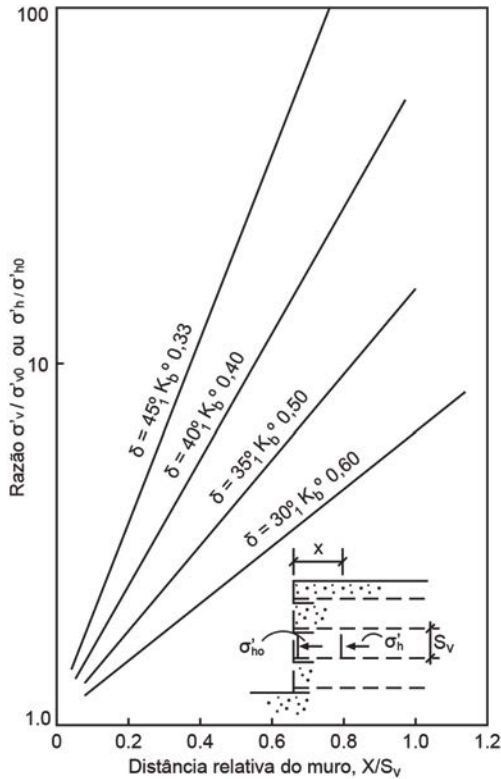


Figura 30 - Aumento de σ_v'/σ_{vo} , σ_h' e σ_{ho}' com o aumento da distância X/S_v da face do muro reforçado (Broms, 1978)

Para calcular essa tensão Broms sugere usar um valor de σ_h' similar ao determinado pelo método de Terzaghi e Peck, para cortinas atirantadas:

equação (35)

$$\sigma_h' = 0,65k_a (1,5 q + \gamma H)$$

Em que:

K_a : coeficiente de empuxo ativo;
 q : sobrecarga.

Usando esse valor de σ_h' , o qual fornece uma força ativa total maior que a calculada por Rankine, é presumível que variações naturais, em σ_h' e ϕ , já estão levadas em conta.

O espaçamento das camadas de geotêxtil é calculado como segue:

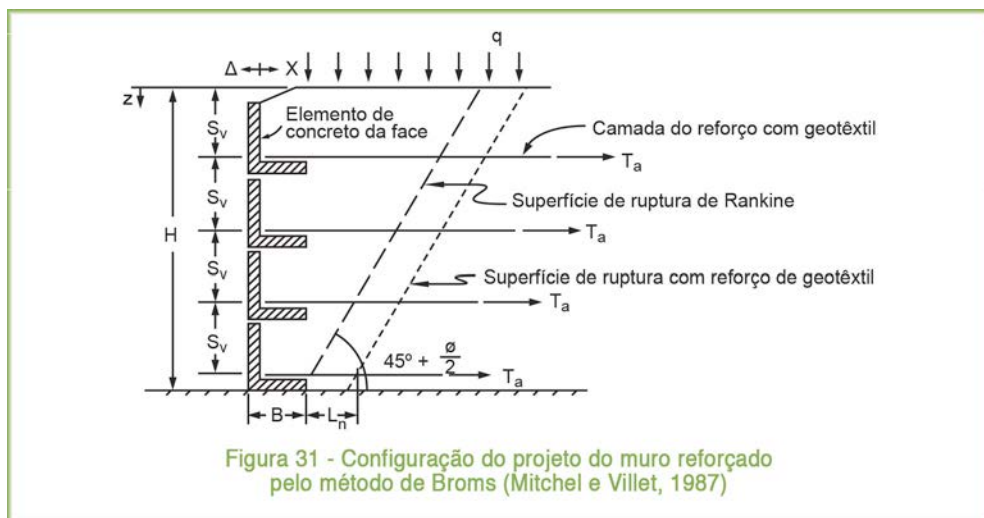
equação (36)

$$S_v = \frac{T_a}{\sigma_h' - B \gamma \tan \delta}$$

Em que:

T_a : resistência à tração admissível de longo prazo no geotêxtil, igual a 1/3 da resistência última, que leva em conta o “creep” e as perdas por degradação;
 B : comprimento da face horizontal do elemento de face inserido no solo reforçado,
Figura 31.

Nota: L_n é estabelecido em função da resistência ao deslizamento.



O comprimento requerido para o reforço, além da zona de ruptura, é determinado considerando-se o deslizamento de uma cunha de solo colocada sobre cada camada de geotêxtil, **Figura 32:**

equação (37)

$$L_n = \left(\frac{\sigma_h'}{\gamma \tan \delta} \right) - B$$

equação (38)

$$L_{n-i} = \frac{1,3 T_a}{Z_{n-i} \tan \delta}$$

Onde o fator 1,3 é considerado um fator de segurança contra possíveis variações nas tensões do geotêxtil atrás do plano de ruptura.

Nas camadas superiores pode-se estabelecer o comprimento dos reforços de geotêxtil mais curtos do que o valor determinados nas equações (37) e (38), e o empuxo total na parte de trás dos elementos da face do muro deve ser suportada por todas as camadas de geotêxtil. O geotêxtil deve ser flexível o suficiente, para redistribuição do empuxo que ocorrer.

Se o geotêxtil não for fixado nos elementos da face do muro, a área de contato entre este e as partes horizontais dos elementos da face deve ser suficiente para transferir a carga do empuxo para o geotêxtil:

equação (39)

$$B = \frac{1,3 T_a}{2 S_v \gamma \tan \delta}$$

Se a distribuição da deformação de tração é conhecida para um geotêxtil selecionado como reforço do solo, Broms sugere que o deslocamento lateral no topo do muro seja estimado como:

equação (40)

$$\Delta \approx 0,2 \varepsilon H$$

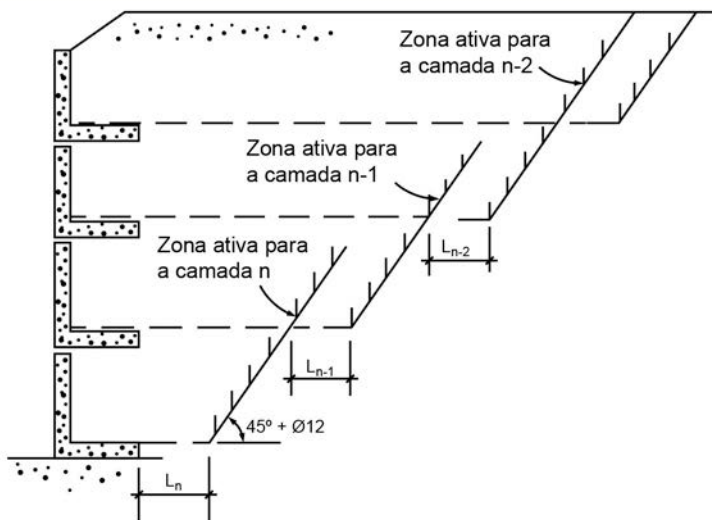


Figura 32 - Zonas ativas das diferentes camadas (Broms, 1978)

Em que:

ε : deformação de tração do geotêxtil na seção crítica;

H : altura do muro.

3.4.6. Verificação da estabilidade global

Na verificação da estabilidade global é realizada a análise da estabilidade do maciço que contém a estrutura de solo reforçado, considerando que esta pode se deslocar como um corpo rígido no interior do maciço. Calcula-se o fator de segurança contra a rotação do maciço considerado, ao longo de uma superfície, utilizando-se qualquer método de equilíbrio-limite, que é usualmente empregado para a avaliação da estabilidade de taludes, como, por exemplo: Bishop Modificado, Janbu, Spencer, Morgenstern e Price ou Sarma.

O fator de segurança é obtido da seguinte forma:

equação (41)

$$FS_g = \frac{\sum M_R}{\sum M_A}$$

Em que:

$\sum M_R$: somatória dos momentos dos esforços resistentes em relação ao centro de rotação;

$\sum M_A$: somatória dos momentos dos esforços atuantes em relação ao centro de rotação.

Recomenda-se que o FS_g tenha os seguintes limites:

$FS_g = 1,3$ para obras provisórias;

$FS_g = 1,5$ para obras permanentes.

Elias et al. (2001) recomenda majorar em cerca de 75% todos os fatores de segurança: deslizamento da base, tombamento, capacidade de carga da fundação e estabilidade global, em locais com ocorrência de sismos.

3.4.7. Deslocamentos esperados

As estruturas de solo reforçado podem ter deslocamentos originados por diversas causas: recalques na base do solo reforçado, rotações por excentricidade de cargas, distorção e deslizamento da massa de solo reforçado resultantes do empuxo de terra da zona não reforçada e deformações dos reforços provocadas pelas tensões de tração a que estão submetidos (Avesani Neto, 2013). Essas estruturas deformam-se durante a construção. Por isso, deslocamentos devem ser

previstos no projeto, de forma que a estrutura tenha uma configuração estável e que assegure que os deslocamentos, durante e após a construção, estejam dentro dos limites aceitáveis. O bom desempenho da estrutura dependerá das deformações que ocorrem durante a sua vida de serviço. As deformações geralmente são devidas ao “creep” do reforço submetido à carga de serviço atuante. Para reforços poliméricos, os valores das deformações durante a fase de “creep” devem ser avaliados. Poderá haver ocorrência de “creep” também quando são usados solos com alta fração de finos, principalmente quando saturados.

Conforme a BS 8006 (1995), deve-se considerar os seguintes itens, na determinação do limite dos deslocamentos:

- a) A face do muro deve estar visualmente em boas condições e livre de protuberâncias, saliências e alinhamento errático.
- b) Toda a parte superior deve ter curvas suaves ou retas.
- c) Encontros de pontes não devem se deformar, pois podem causar: deslocamento da estrutura suportada, fechar juntas de dilatação e sobrecarregar o tabuleiro da ponte além da carga prevista em projeto.
- d) As faces dos muros não devem se deformar e causar dano ao material da face. No caso de face de concreto, esse dano pode incluir o fechamento de juntas, fragmentação das bordas dos painéis e quebra dos painéis.

As deformações da face que ocorrem durante a construção devem ser controladas em cada camada da estrutura. As distorções da face (razão entre deslocamentos na crista e altura do muro) devem ser inferiores a 1% para painéis e paredes integrais, 2% para blocos segmentais e 5% para sistemas autoenvelopados [antes da face definitiva] (Avesani Neto, 2013).

A BS 8006 recomenda que estruturas de solo reforçado devem ter as tolerâncias de construção detalhadas na **Tabela 5**.

A **Tabela 6** apresenta um resumo dos deslocamentos esperados previstos na literatura técnica (Avesani Neto, 2014).

Tabela 5 - Tolerâncias usualmente aceitas para faces de muros de arrimo e encontros de ponte (BS 8006, 1995)

Local do plano da estrutura	Tolerância ± 50 mm
Vertical	± 5 mm por metro de altura (isto é, ± 40 mm para 8 m)
Protuberância (vertical) e Inclinação (horizontal)	± 20 mm em 4,5 m de desenvolvimento da estrutura
Degraus nas juntas	± 10 mm
Alinhamento ao longo do topo (horizontal)	± 15 mm do alinhamento de referência

Tabela 6: Deslocamento horizontal versus tipos de face, proposto por diferentes autores (Avesani Neto, 2014)

Autor	Tipo de face	Deslocamento (%)
Van Zanten (1986)	*	5,0 a 6,0
Vanicek e Skopek (1989)	*	2,0 a 8,0
Jones (1990)	*	2,0
Elias et al. (2001)	**	1,3
Ehrlich e Becker (2009)	Painéis e paredes integrais	1,0
	Blocos segmentais	2,0
	Autoenvelopados	5,0

Notas: *: os autores não indicaram o tipo de faceamento; **: valor para reforços extensíveis e considerando comprimento do reforço igual a 70% da altura do muro.

3.4.7.1. Limites de desempenho

a) Recalques diferenciais

Enquanto o recalque total da estrutura pode interferir em alguns aspectos de suas funções, como, por exemplo, perda de espaço no tabuleiro da ponte, no caso de encontros, é o recalque diferencial que geralmente provoca efeitos mais severos na estrutura.

O solo reforçado tolera grandes recalques diferenciais, e geralmente é a face da estrutura quem determina o limite desse recalque.

A **Tabela 7**, da BS 8006 (1995), fornece a recomendação para tolerância de recalques diferenciais em estruturas de solo reforçado ao longo da face.

b) Deslocamentos horizontais

Avesani Neto (2014) cita que Elias et al. (2001) apresentaram a curva da **Figura 33**, que permite a estimativa empírica do valor do máximo deslocamento horizontal devido à construção, em estruturas de solo reforçado.

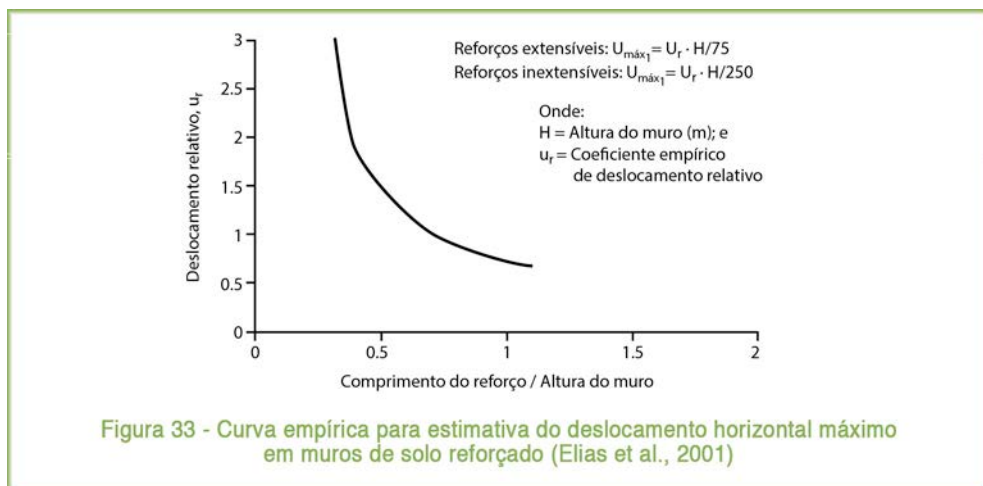
c) Medidas de deslocamentos em muro reforçado com geossintéticos instrumentado

Avesani Neto (2014) apresentou resultados de instrumentação de um muro reforçado com geogrelha, com aproximadamente 12 metros de altura, tendo como face blocos segmentados, tipo Geobloco[®] H, que foi construído em 2012, na região metropolitana da cidade de São Paulo. As leituras da instrumentação foram realizadas em seis pontos ao longo do muro, num período de aproximadamente um ano. As **Figuras 34 e 35** mostram os deslocamentos horizontais e os recalques que ocorreram em todos os pontos do monitoramento.

Tabela 7: Tolerância para recalque diferencial em estruturas de solo reforçado (BS 8006, 1995)

Máximo recalque diferencial	Comentário
1 para 1000	Não é significativo.
1 para 200	Painéis com a altura total da estrutura podem ser afetados com fechamento ou abertura das juntas.
1 para 100	Limite normal de segurança, sem medidas especiais para face com painéis descontínuos de concreto.
1 para 50	Limite normal de segurança para elementos de face de aço semielíptico. Pinéis de concreto descontínuos podem sofrer fechamento das juntas, caso medidas especiais não forem tomadas.
1 para < 50	Face flexível pode sofrer distorção, afetando sua capacidade de retenção.

Nota: Não há limite claramente estabelecido entre as categorias. Trata-se apenas de uma recomendação preliminar.



A BS 8006 (1995) recomenda ainda que a deformação interna pós-construção da estrutura reforçada deve se limitar aos valores da **Tabela 8**.

Tabela 8: Limites de deformação interna para desempenho adequado de muros reforçados e encontros de ponte (BS 8006, 1995)

Estrutura	Deformação %
Encontros de ponte	0,5
Muros de arrimo reforçados	1,0

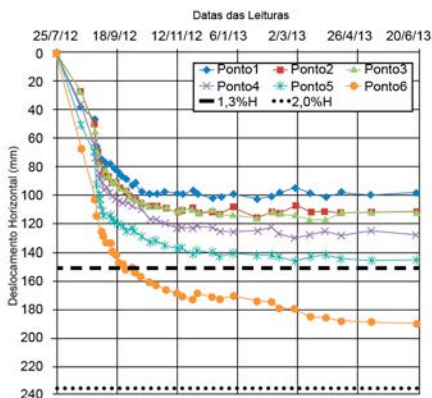


Figura 34 - Deslocamentos horizontais medidos, (Avesani Neto, 2014)

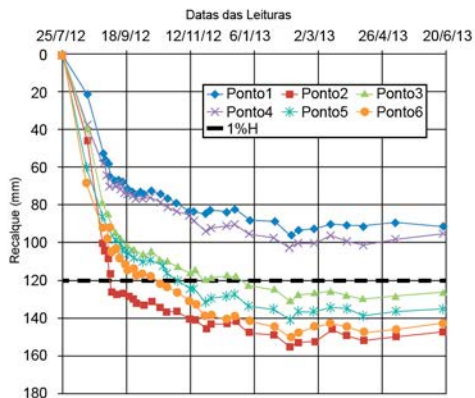


Figura 35 - Recalques medidos (Avesani Neto, 2014)

O monitoramento, através da instrumentação do muro, mostrou que os maiores deslocamentos, horizontais e relativos ao recalque, ocorreram na fase construtiva. Nessa fase aconteceram 72% dos deslocamentos horizontais e 75% do total de recalque. O restante dos deslocamentos, que foram observados num período de 4 a 6 meses, foram devido à acomodação do solo reforçado e da sua fundação.

Conforme comenta Avesani Neto, os valores dos deslocamentos horizontais observados, nesse muro instrumentado, foram da ordem de 0,8% H a 1,6% H, onde H é a altura do muro; os quais são inferiores aos citados na literatura técnica: 1,3% H a 8,0% H. Os recalques observados variaram de 0,8% H a 1,3% H, e ficaram bem próximos do citado por Jones e Asan (1992), que prevê 1,0% H.

3.4.8. Faceamento

Em muros de solo reforçado e encontros de pontes a função primária, de suportar a carga da estrutura, é desempenhada pela interação do solo com os reforços. Conforme a BS 8006 (1995), a face da estrutura deve:

- dar a forma externa para a estrutura;
- fornecer um acabamento estético aceitável;
- evitar perda e danos ao solo de aterro causado pelo intemperismo;
- fornecer suporte para o solo entre as camadas de reforço;
- ancorar o reforço na zona ativa.

A face deve ser resistente, durável e capaz de exercer sua função durante a vida de serviço da estrutura. A **Tabela 9** apresenta exemplos de vida de serviço para vários tipos de estruturas.

Tabela 9: Exemplos de vida de serviço (BS 8006, 1995)

Categoria	Vida de serviço típica (anos)	Exemplo
Estrutura temporária	1 a 2	Estruturas de canteiros de obras
Curto prazo	5 a 10	Estruturas de canteiros de obras Reforço basal
Industrial	10 a 50	Estruturas em minas
Longo prazo	60	Estruturas da marinha, de acordo com a BS 6349 e aterros de rodovias
Longo prazo	70	Muros de contenção
Longo prazo	120	Muros de contenção em rodovias, estruturas em rodovias e encontros de pontes para exigências do DoT

3.4.8.1. Tipos de faceamento

A face pode ser de diferentes tipos, dependendo da função da estrutura: concreto, aço, polimérica ou StrataSlope[®], em forma de painéis descontínuos (como Lock & Load[®]), peça única com a altura da estrutura, blocos segmentais (como Geobloco[®] H) e autoenvolvidos com geotêxteis ou geogrelhas.

a) Lock & Load[®]

O sistema Lock & Load[®] é bastante versátil e pode ser aplicado como elemento de faceamento de muros de solos reforçados e também de diversos outros sistemas de contenção, **Figuras 36 e 37**.



Figura 36 - Faceamento Lock & Load[®]



Figura 37 - Muro de solo reforçado com faceamento Lock & Load[®]

b) Geobloco[®] H

O sistema de faceamento denominado Geobloco[®] H pode ser utilizado como face de estruturas de solo reforçado, e também de outras estruturas de contenção, como

solo grampeado e muro de arrimo autoportante. Este sistema é constituído por blocos segmentados com dimensões de 42 centímetros de largura, 20 centímetros de altura e 33 centímetros de profundidade.

O sistema de encaixe dos blocos permite a execução da face com inclinações iguais a 90° , 86° (10V:1H), 78° (5V:1H) e 70° (2,5V:1H), e a execução da drenagem da face do muro segmentado é realizada através do preenchimento das cavidades existentes no Geobloco[®] com material granular, **Figuras 38 a 40**.

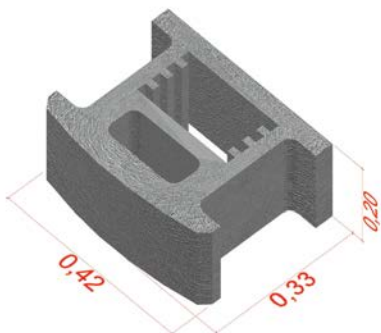


Figura 38
Geobloco H



Figura 39 - Drenagem através das
cavidades do Geobloco H



Figura 40 - Face com blocos segmentais
Geobloco H – em muro de solo reforçado.

c) StrataSlope[®]

O StrataSlope[®] pode ser usado como faceamento de estruturas reforçadas com geossintéticos, com inclinação superior a 70° . Esse sistema pode ser definido como a 'mecanização' do gabião, pois emprega o mesmo conceito de uma face sólida composta por tela metálica preenchida com material granular, contudo, com extrema vantagem em velocidade de execução e com melhor compactação

do material da face, **Figura 41**. Assim como o gabião, esse sistema se encaixa facilmente em diferentes geometrias da superfície do solo, devido à sua capacidade de modulação das telas, que permite a sua execução mesmo em locais com muitos degraus e diferentes desníveis. Além disto, por ser uma solução flexível é capaz de absorver eventuais acomodações do solo de fundação sem comprometer a estabilidade da estrutura de contenção e a sua estética (Wolney, 2013).

Alternativamente, o sistema pode ser integrado ao meio ambiente, através do preenchimento das gaiolas metálicas com o próprio solo local da obra, e colocando-se na sua face uma biomanta com placas de grama (ou hidrossemeando posteriormente) resultando em uma face verde, composta por grama ou outros tipos de vegetação, **Figura 42**. Nesse caso, o muro reforçado se assemelha a uma encosta encoberta por vegetação (Wolney, 2013).



Figura 41 - Estrutura de solo reforçado com face Strata Slope e preenchido com material granular



Figura 42 - Face em Strata Slope vegetada de uma estrutura de solo reforçado

3.4.8.2. Cargas atuantes na face

A face da estrutura reforçada deve ser projetada para suportar as cargas resultantes de:

- Pressões horizontais do solo e a correspondente tensão de reação do reforço atuantes nas conexões entre a face e o reforço;
- Forças resultantes da sobreposição dos painéis;
- Forças verticais de cisalhamento resultantes do movimento relativo entre a face e o aterro em conjunto com qualquer tensão de reação gerada;
- Qualquer força aplicada externamente (temporária ou permanente).

3.4.8.3. Recalques atuantes na face e tolerâncias

A BS 8006 (1995) recomenda que a tolerância da face, para recalques diferenciais e deslocamentos internos, deve ser as apresentadas nas **Tabelas 7 e 10**.

Tabela 10 - Tolerância para deslocamento vertical mínimo em sistemas de faceamento para compatibilidade com recalque vertical interno do aterro reforçado (BS 8006, 1995)

Tipo de estrutura	Tolerância do deslocamento vertical mínimo do sistema
Painéis descontínuos	Fechamento da junta de 1 para 150 relativo à altura do painel.
Painéis com altura total da estrutura	Tolerância de deslocamento vertical das conexões de 1 para 150 relativo à altura do painel.
Faces semielípticas	Distorção vertical de 1 para 150 relativo à altura do painel.
Face com envelopamento de geotêxtil	Não há limite especificado, exceto pela aparência ou condições de desempenho.

3.4.9. Drenagem

3.4.9.1. Drenagem no topo e crista da estrutura de solo reforçado

Para a água proveniente da chuva e de outras contribuições, que sejam direcionadas para o topo da estrutura, deve ser previsto um sistema de drenagem superficial, constituído por canaletas longitudinais e transversais ou escadas dissipadoras de energia. A água coletada nessa superfície deve ser direcionada de forma adequada para o pé do muro.

3.4.9.2. Drenagem interna

Deve ser evitada a presença de água no interior do solo reforçado, conforme explicado no item 3.4.5.2, devido ao risco de haver uma redução da segurança da estrutura. Por isso, deve ser projetado um sistema de drenagem eficiente, que geralmente é constituído por um colchão drenante, com espessura de 20 a 50 centímetros, na parte inferior e na interface entre o solo reforçado e a região não reforçada do solo adjacente, como mostra as **Figuras 25 e 43**.

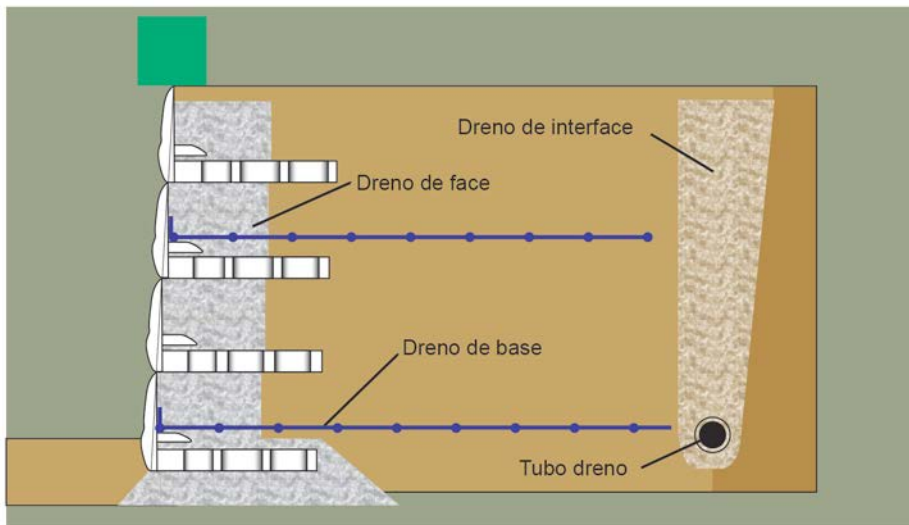


Figura 43 - Sistemas de drenagem em estruturas de solo reforçado

3.4.9.3. Drenagem do tardoz

Uma camada drenante ao longo de toda a altura da estrutura, junto a face ou tardoz, também é importante para o bom desempenho da estrutura reforçada, **Figura 43**.

3.4.10. Comparação com outras soluções para contenção

3.4.10.1. Comparação de custo entre cinco alternativas de estruturas de contenção

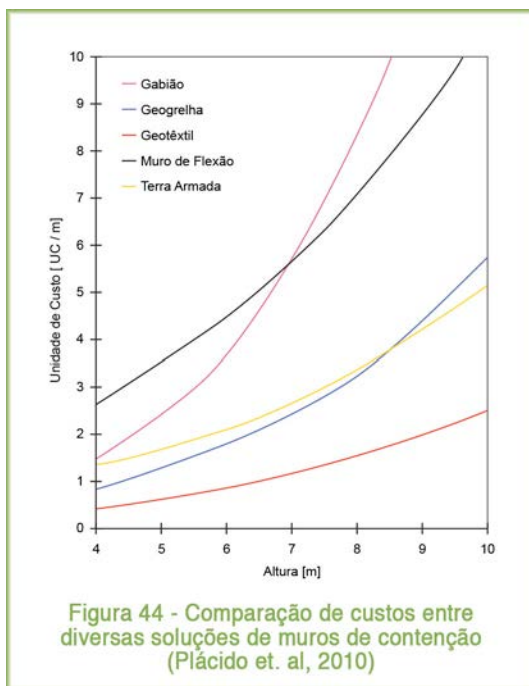
Há dois grupos de estruturas de contenção mais usuais:

- Estruturas convencionais: muros de gravidade, muros de flexão e gabiões.
- Estruturas de solo reforçado: terra armada e solo reforçado com geossintéticos.

O artigo de Plácido et. al. (2010) apresentou a comparação entre muro de flexão, muro de solo reforçado com geotêxtil, muro de solo reforçado com geogrelha, muro de gabião e terra armada. As alturas dos muros variam de 4 a 10 metros de altura, e os resultados no gráfico da **Figura 44** mostram o custo por altura, por metro linear construído. Os resultados apontam que o muro de solo reforçado com geotêxtil foi a solução mais econômica, para todas as alturas avaliadas, e o muro reforçado com geogrelha foi a segunda mais econômica, para alturas de até 8,5 metros. A solução convencional em muro de flexão foi a mais cara, para muros de até 7 metros de altura, e as soluções em terra armada e gabião apresentaram custos intermediários. Para altura superior a 7 metros, o muro de gabião foi a alternativa mais cara.

Mitchel e Villet (1987) comentam que entre a maioria dos casos de estruturas de contenção, aquelas reforçadas com geotêxtil são de 20 a 50% mais baratas que as soluções convencionais, porque o material geotêxtil tem menor custo, e o método de construção simples resulta em baixo custo de execução. Os custos geralmente incluídos nessa estimativa são:

- Escavação
- Geotêxtil
- Instalação do geotêxtil
- Reaterro e lançamento
- Colocação das camadas
- Painéis do faceamento



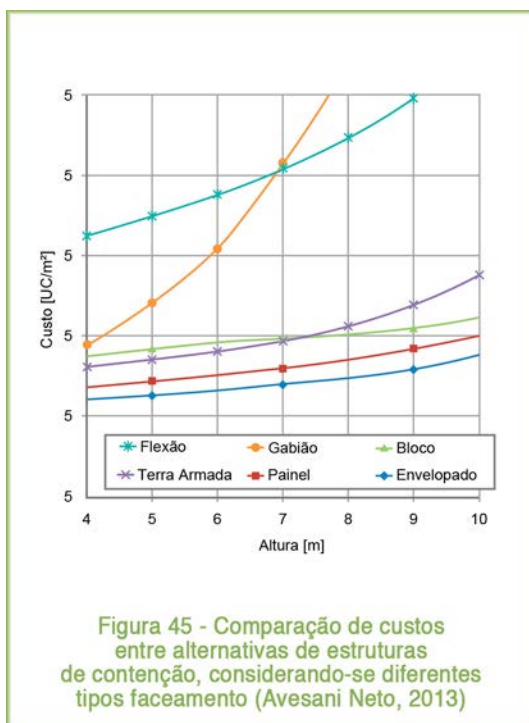
A **Tabela 11** apresenta a comparação de custos entre talude reforçado com geogrelha e outras soluções.

Tabela 11: Comparação de custos entre métodos construtivos de muros e taludes em Brampton Ontario, CA (Mitchel e Villet, 1987)

Método de Construção	Custo da Construção (\$US Canadense)
Talude 1:1 reforçado com geogrelha	0,48
Muro de terra armada	1,38
Muro de concreto armado	1,52

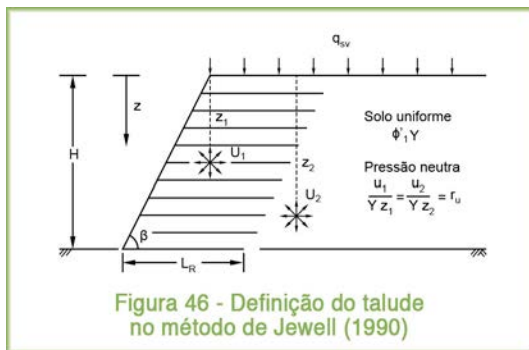
3.4.10.2. Comparação de custo entre alternativas de estruturas de contenção, considerando-se diferentes tipos de faceamento

O estudo comparativo apresentado por Avesani Neto (2013) avaliou as alternativas de contenção: muro de flexão em concreto armado, muro de gabião, terra armada e muro de solo reforçado com geossintéticos. Para o solo reforçado com geossintéticos, o estudo considerou três tipos de faceamento: bloco, painel e envelopamento. A **Figura 45** apresenta os resultados em forma de gráfico, mostrando o custo unitário do m^2 de face pela altura de cada solução. Pelos resultados observa-se que o muro de solo reforçado com geossintéticos foi o mais econômico, para todas as alturas avaliadas. A solução em terra armada foi a segunda mais econômica para alturas maiores e o convencional muro de flexão foi a mais cara, independente da altura do muro. A solução em muro de gabião é economicamente viável apenas para pequenas alturas. Quanto à face, a alternativa mais econômica foi a de solo envelopado e a segunda, a face de painel.



3.5. Taludes

Jewell (1990) desenvolveu um método de projeto e gráficos para talude íngreme, definido como mostra a **Figura 46**.

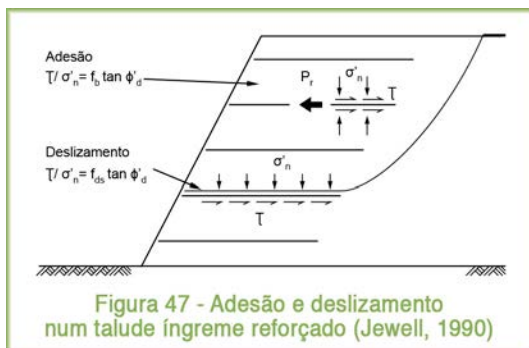


Jewell admitiu que:

- O talude do aterro tem uma inclinação com a horizontal variando entre $90^\circ > \beta > 30^\circ$;
- O aterro tem como fundação um solo de boa resistência;
- Uma sobrecarga uniformemente distribuída pode atuar na crista do talude;
- A resistência do solo é dada em termos de resistência ao cisalhamento efetiva não coesiva ($\phi', c'=0$);
- A pressão neutra, através do coeficiente de pressão neutra $r_u = u/\gamma z$, introduzido por Bishop e Morgenstern (1960).

Esta suposição identifica a magnitude da pressão neutra, u , na profundidade z , como função da pressão de terra γz , na **Figura 46**. O coeficiente não é uma descrição ideal para a pressão neutra padrão, que pode se desenvolver com a infiltração de água ou fluxo através do talude, mas é somente um parâmetro adimensional disponível para descrever a pressão neutra para uso nos gráficos.

A interação entre o solo e as camadas horizontais do reforço é descrita em termos do coeficiente de adesão, f_b , o qual governa o grau de transferência de carga entre o reforço e o solo (isto é, o comprimento de adesão para uma camada reforçada). O coeficiente de deslizamento, f_{ds} , aplicado a resistência ao cisalhamento do solo, governa a resistência ao cisalhamento na ruptura $f_{ds} \tan \phi'$, imediatamente acima ou abaixo de uma camada de reforço na zona reforçada, **Figura 47**.



A variação do coeficiente de adesão é $1 \geq f_b \geq 0$, e os gráficos podem ser usados tanto para reforços de geotêxteis e geogrelhas como para tiras poliméricas de reforço.

Para minimizar o número de gráficos, foi selecionado somente um valor do coeficiente de deslizamento, e $f_{ds} = 0,8$ foi escolhido por satisfazer a maioria dos casos práticos. Para valores menores de f_{ds} é aplicada uma correção, item 3.5.4 (parâmetros de interação).

3.5.1. Parâmetros de projeto

Há dois gráficos para cada três valores do coeficiente de pressão neutra $r_U = 0; 0,25$ e $0,50$, **Figuras 48 e 49**:

- O primeiro gráfico fornece o coeficiente de pressão de terra k_{Req} , a partir do qual é calculada a força do reforço requerida para equilíbrio;
- Os outros dois gráficos fornecem o comprimento mínimo requerido para o reforço L_R/H .

O comprimento mínimo requerido para o reforço satisfaz os requisitos de estabilidade interna e geral, e previne o deslizamento através do bloco reforçado, como discutido por Jewell (1989).

A estabilidade externa, envolvendo os mecanismos potenciais de ruptura passando em volta da zona reforçada, e a capacidade de carga da fundação sob a zona reforçada em taludes muito íngremes devem ser verificadas separadamente.

O cálculo da distribuição da máxima tensão que será fornecida pelo reforço para equilíbrio no solo é o objetivo para a obtenção de um equilíbrio econômico e balanceado num talude íngreme reforçado.

O procedimento de projeto fornece uma margem de segurança contrarruptura, e é equivalente a uma análise de estabilidade, ou uma análise de estado de resistência-limite.

Na maioria dos projetos de taludes, para assegurar um desempenho satisfatório, o projeto deve limitar o valor da força admissível do reforço, de modo que a deformação de tensão máxima acumulada nunca exceda cerca de 3% a 5%, durante a vida de serviço. Isto é, a deformação resultante não deve interferir na aparência ou função do talude.

3.5.2. Propriedades do solo

A abordagem recomendada por Jewell (1990) para projeto de taludes íngremes reforçados com materiais poliméricos é especificar um valor da resistência de cisalhamento do solo igual à resistência ao cisalhamento do estado crítico $\phi_d' = \phi_{cs}'$.

A razão entre a resistência ao cisalhamento de pico esperada para o aterro, ϕ_p' , e

a resistência ao cisalhamento no estado crítico, ϕ_{cs}' , assumida para o equilíbrio de projeto, pode ser considerada equivalente ao fator de segurança para a resistência de pico do solo $FS_s = \tan \phi_p' / \tan \phi_{cs}'$.

A escolha de $\phi_d' = \phi_{cs}'$ também elimina substancialmente a necessidade de considerar a influência da rigidez do reforço no equilíbrio do projeto.

Valores típicos do estado de resistência crítico para solos granulares variam entre $\phi_{cs}' = 30^\circ$ a 35° , e para aterros argilosos de baixa plasticidade $\phi_{cs}' = 20^\circ$ a 25° .

Quando a compactação do aterro for bem controlada durante a construção, o peso específico máximo esperado do solo, e recomendado para projeto, será de $\gamma_d = \gamma_{max}$.

É recomendável permitir, na maioria dos casos, o aparecimento de alguma pressão neutra durante a vida de serviço do talude, proveniente da infiltração na zona do reforço, ou no solo não reforçado atrás dessa zona. Isso é particularmente verdadeiro para aterros menos permeáveis.

As dimensões do talude H e β podem ser considerados iguais aos valores considerados no projeto. A consideração de uma sobrecarga vertical da ordem de 10 kN/m^2 é geralmente recomendada no projeto, para permitir alguma margem de sobrepeso e outras cargas temporárias na crista do talude. A sobrecarga vertical é levada em conta no projeto do reforço como um talude equivalente de altura aumentada H' , item 3.5.5 (etapas do projeto simplificado).

Com as propriedades especificadas no projeto $\phi_d', (r_u)_d, \beta$ e H determina-se o coeficiente de empuxo requerido, k_{Req} , e o comprimento do reforço requerido, L_R/H , através dos gráficos, **Figuras 48 a 50**. A **Tabela 12** apresenta um resumo dessas propriedades:

Tabela 12: Resumo das propriedades de projeto para o talude (Jewell, 1990)

Características do Talude	Símbolo	Unidade
Altura	H	m
Inclinação	β	Graus
Propriedades		
Ângulo de atrito do solo	$\phi_d' = \phi_{cs}'$	Graus
Coesão do solo	$c_d' = 0$	kN/m^2
Peso específico do solo	$\gamma_d = \gamma_{max}$	kN/m^3
Pressão neutra	$(r_u)_d$	

Notas: a) O solo de fundação do talude é de boa qualidade.
b) A crista do talude é plana.

3.5.3. Propriedades do reforço

A força admissível P_{all} do reforço deve ser especificada levando em conta o tempo da vida de serviço requerida no projeto, a temperatura de projeto (t_d , T_d), os danos mecânicos da instalação e o contato com elementos químicos e microbiológicos do solo.

As propriedades e a degradação dos reforços poliméricos são governadas pelo tempo sob carregamento, e pela temperatura, que altera o grau das reações.

A resistência característica de utilização ou força-limite, P_{lim}^{Field} especificada para o reforço levando em conta os danos mecânicos da instalação e a degradação, é:

equação (42)

$$(P_{lim}^{Field})_{td, Td} = \frac{(P_{lim}^{Field})_{td, Td}}{f_d f_{env}}$$

Em que:

P_{lim}^{Field} : resistência característica de referência (propriedade fornecida pelo fabricante);

f_d e f_{env} : fatores de segurança parciais, aplicados para levar em conta a degradação e as condições do solo.

equação (43)

$$(P_{all})_{td, Td} = \frac{(P_{lim}^{Field})_{td, Td}}{f_m}$$

O fator relativo ao material de reforço, f_m , permite levar em conta as incertezas da extrapolação de resultados de ensaios em laboratórios, para atingir as condições especificadas da vida de serviço requerida, t_d , e da temperatura prevista no projeto, T_d , que às vezes não se consegue simular corretamente nos ensaios.

A **Tabela 13** apresenta os fatores de segurança parciais recomendados por Greenwood e Jewell (1989).

Tabela13: Fatores de segurança parciais para reforços poliméricos (Greenwood e Jewell, 1989)

Danos mecânicos	f_d	Mínimo: 1,0 podendo aumentar para: 1,6
Efeitos do meio ambiente	f_{env}	Mínimo: 1,0 para pH fora do intervalo 4 a 10: *
Material de reforço	f_m	Não extrapolado: 1,3 extrapolação para o ciclo de 1 \log_{10} : 1,5

* a ser determinado.

Na consideração de projeto acima, há uma provisão para uma margem de segurança geral para levar em conta a natureza da estrutura, e a gravidade e consequência de uma ruptura. A margem adicional de segurança é da ordem de $f_c = 1,0$ a $1,2$. Num talude, onde a ruptura causaria pouco transtorno, poderia ser projetado com $f_c = 1,0$. Um talude alto, ou íngreme, onde há movimentação de pedestres na crista ou no pé, poderia ser projetado com $f_c = 1,2$.

Os fatores de segurança parciais são aplicados para aumentar o coeficiente de empuxo requerido, k_{Req} , e o comprimento do reforço requerido, L_R/H , determinados nos gráficos das **Figuras 48 a 50**.

3.5.4. Parâmetros de interação

Coeficiente de deslizamento

O coeficiente de deslizamento, f_{ds} , é uma medida da resistência ao cisalhamento reduzida $f_{ds} \tan \phi'$ para o deslizamento preferencial, através da superfície da camada reforçada. Essa resistência ao deslizamento é constituída a partir do atrito de interface, $\tan \delta$, que atua sobre a porção da área plana de deslizamento, a_s , que é a parte sólida do reforço, e a resistência ao cisalhamento total do solo, $\tan \phi'$, que atua na área de contato solo – solo, $(1 - a_s)$. Assim:

equação (44)

$$f_{ds} \tan \phi' = a_s \tan \delta + (1 - a_s) \tan \phi'$$

ou

equação (45)

$$f_{ds} = a_s f_{sf} + (1 - a_s)$$

Em que:

$$f_{sf} = \frac{\tan \delta}{\tan \phi'}$$

é o coeficiente de atrito de interface.

Para reforços contínuos, como os geotêxteis tecidos, $a_s = 1,0$, sendo o coeficiente de deslizamento equivalente ao coeficiente de atrito de interface, $f_{ds} = f_{sf}$. Isso pode ser medido num ensaio de cisalhamento direto modificado, no qual o solo é cisalhado através da superfície do reforço.

Para reforços com geogrelha, o coeficiente de deslizamento pode:

- Ser medido no ensaio de cisalhamento direto modificado, com o solo cisalhado através da geogrelha, ou
- Ser determinado a partir da medida do coeficiente de atrito de interface, f_{sf} , para o solo sobre a superfície do reforço, e o valor de a_s da geometria da geogrelha,

substituído na equação (37). Este procedimento é mais prático para projetos de taludes com reforços em tiras.

Se o coeficiente de deslizamento $f_{ds} \leq 0,80$, o comprimento do reforço requerido determinado nos gráficos deve ser majorado proporcionalmente de um fator $0,8 / f_{ds}$.

Coeficiente de adesão

O coeficiente de adesão para reforços, os quais desenvolvem a adesão através do cisalhamento no plano das superfícies reforçadas, tais como os geotêxteis tecidos e não tecidos, também é igual ao coeficiente de atrito lateral $f_b = \tan \delta / \tan \phi'$. (Veja equação 38 a seguir, com $\alpha_s = 1,0$ e $\alpha_b = 0$).

Não há forma simples de medir o coeficiente de adesão, para reforços nos quais esta se dá parcialmente através da tensão nos elementos de suporte, como nas geogrelhas. O coeficiente de adesão depende em alto grau das proporções da geogrelha e da resistência ao cisalhamento do solo e pode ser medido em ensaios de arrancamento, os quais são difíceis de serem realizados satisfatoriamente (Palmeira e Milligan, 1989).

Jewell et al. (1984b), propuseram um método para calcular o coeficiente de adesão para geogrelhas, que fornece valores apropriados de projeto, um pouco conservativos. As equações para calcular o coeficiente de adesão são:

equação (46)

$$f_b = \alpha_s \left(\frac{\tan \delta}{\tan \phi'} \right) + \left(\frac{\alpha_b B}{S} \right) \left(\frac{\sigma'_b}{\sigma'_n} \right) \frac{1}{2 \tan \phi'}$$

Onde α_b é a proporção de cada superfície de suporte da geogrelha de largura W_r e profundidade B disponível no solo. S é o espaçamento entre os elementos da geogrelha, e a razão da tensão de suporte σ'_b / σ'_n é dado pela equação:

equação (47)

$$\frac{\sigma'_b}{\sigma'_n} = \tan \left(\frac{\pi + \phi'}{4} \right) \exp \left(\left(\frac{\pi + \phi'}{2} \right) \tan \phi' \right)$$

As geogrelhas poliméricas disponíveis no mercado têm um coeficiente de adesão variando entre $1,0 \geq f_b \geq 0,3$, dependendo do solo no qual estão inseridas.

O coeficiente de adesão para geogrelhas depende da resistência ao cisalhamento do solo, e pode mudar de um fator 2, dependendo se a geogrelha é usada num aterro compactado de areia ou de argila. Um exemplo típico é para uma geogrelha com $\alpha_s = 0,5$, $\tan \delta / \tan \phi' = 0,6$ e $S/\alpha_b B = 20$, a qual fornece um coeficiente de adesão $f_b = 0,94$ em aterro granular compactado com $\phi' = 45^\circ$, e $f_b = 0,51$ em aterro compactado argiloso com $\phi' = 25^\circ$, equações (38) e (39).

O coeficiente de adesão é necessário para calcular o comprimento de adesão na base do talude L_B/H :

equação (48)

$$\frac{L_B}{H} = \left(\frac{P_{all}}{\gamma H^2 2 W_r} \right) \left(\frac{1}{f_b \tan \phi'} \right) \left(\frac{1}{1 - r_u} \right)$$

Um resumo dos parâmetros de reforço e interação são apresentados na Tabela 14.

Tabela 14: Resumo dos parâmetros de reforço e interação (Jewell, 1990)

Condições de projeto	t_d, T_d
Resistência característica de referência	$(P_{lim}^{Field})_{td, Td}$
Danos mecânicos e degradação	f_d, f_{env}
Resistência-limite de utilização	$(P_{lim}^{Field})_{td, Td} = \frac{(P_{lim}^{Field})_{td, Td}}{f_d f_{env}}$
Margem de segurança do reforço	f_m
Força admissível	$(P_{all})_{td, Td} = \frac{(P_{lim}^{Field})_{td, Td}}{f_m}$
Coeficientes de interação	
Atrito de interface	$f_{sf} = \tan \delta / \tan \phi'$
Deslizamento	f_{ds} equação (45)
Adesão fb	f_b equação (46)
Constantes de proporção	
Área de superfície plana	a_s
Área de superfície de suporte	a_b

3.5.5. Passos para o projeto simplificado

Passo (1): Valores obtidos dos gráficos

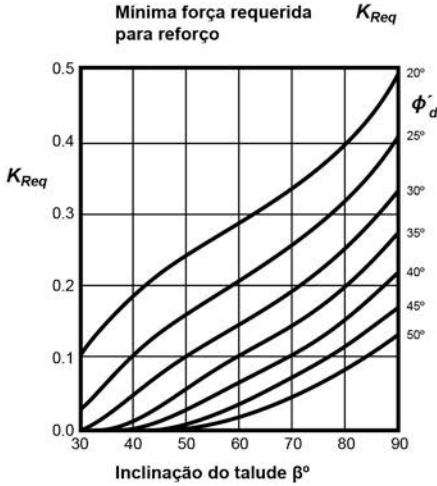
(1.1) Definidos os valores dos parâmetros de projeto, determinar k_{req} e L_R/H a partir dos gráficos, item 3.5.2. Uma interpolação linear a partir dos gráficos é suficiente. Se for usado um fator parcial $f_c > 1,0$, aumentar os valores determinados nos gráficos adequadamente, item 3.5.3.

GRÁFICOS PARA PROJETO DE
TALUDES ÍNGREMES

Jewell (1990)

CHART 1

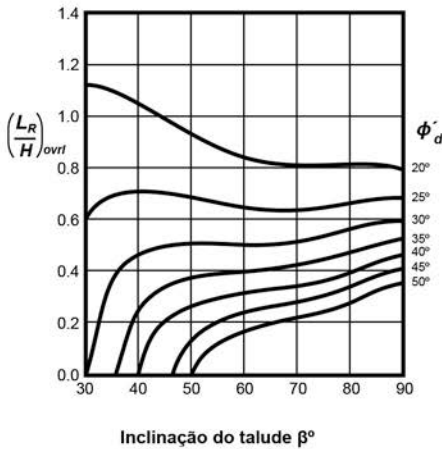
$$r_{ij} = \frac{u}{Y_z} = 0,00$$



Comprimento mínimo do reforço:

- 1) O comprimento mínimo na crista do talude é aquele requerido para a estabilidade geral.
- 2) O comprimento mínimo na base do talude é maior que o requerido para estabilidade geral e para prevenir o deslizamento.
- 3) Quando for usado reforço de comprimento constante, escolher o maior comprimento requerido, para satisfazer o equilíbrio na base do talude, item 2) acima.
- 4) Quando o deslizamento governar o comprimento requerido do reforço na base do talude, é permitido reduzir o comprimento uniformemente de L_{ds} na base para L_{ovrl} na crista.

Comprimento mínimo requerido para reforço
Estabilidade geral $(L_R/H)_{ovrl}$



Comprimento mínimo requerido para reforço
Deslizamento $(L_R/H)_{ds}$

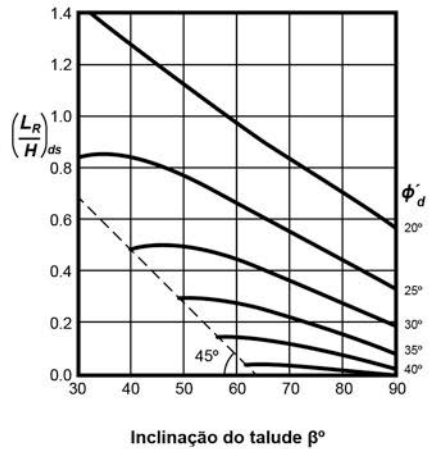


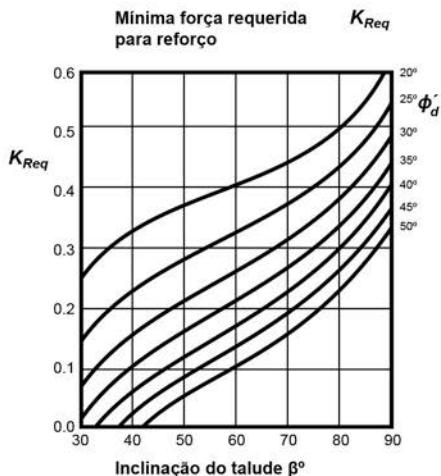
Figura 48 - Gráfico 1 para projeto de taludes íngremes reforçados (Jewell, 1990)

GRÁFICOS PARA PROJETO DE
TALUDES ÍNGREMES

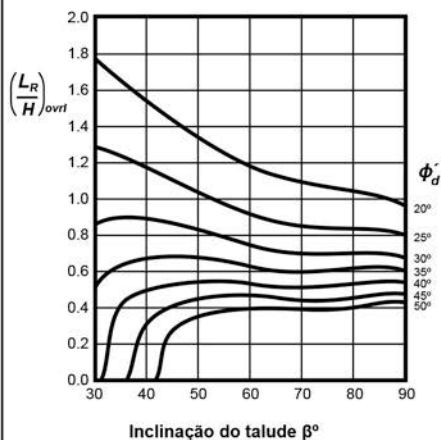
Jewell (1990)

CHART 2

$$r_u = \frac{u}{Y_z} = 0,25$$



Comprimento mínimo requerido para reforço
Estabilidade geral $(L_R/H)_{ovrl}$



Comprimento mínimo do reforço:

- 1) O comprimento mínimo na crista do talude é aquele requerido para a estabilidade geral.
- 2) O comprimento mínimo na base do talude é maior que o requerido para estabilidade geral e para prevenir o deslizamento.
- 3) Quando for usado reforço de comprimento constante, escolher o maior comprimento requerido, para satisfazer o equilíbrio na base do talude, item 2) acima.
- 4) Quando o deslizamento governar o comprimento requerido do reforço na base do talude, é permitido reduzir o comprimento uniformemente de L_{ds} na base para L_{ovrl} na crista.

Comprimento mínimo requerido para reforço
Deslizamento $(L_R/H)_{ds}$

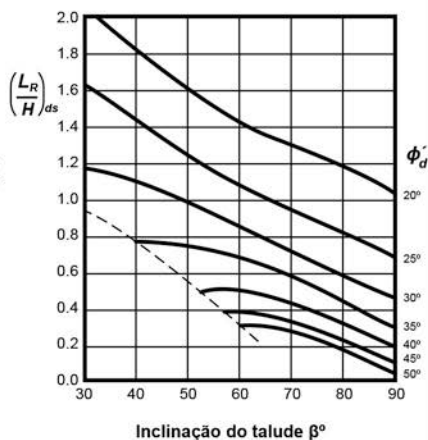


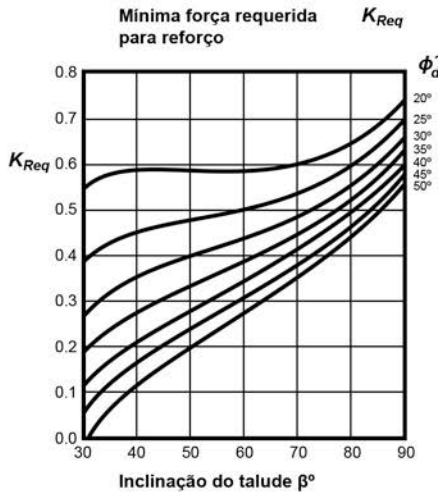
Figura 49 - Gráfico 2 para projeto de taludes íngremes reforçados (Jewell, 1990)

GRÁFICOS PARA PROJETO DE
TALUDES ÍNGREMES

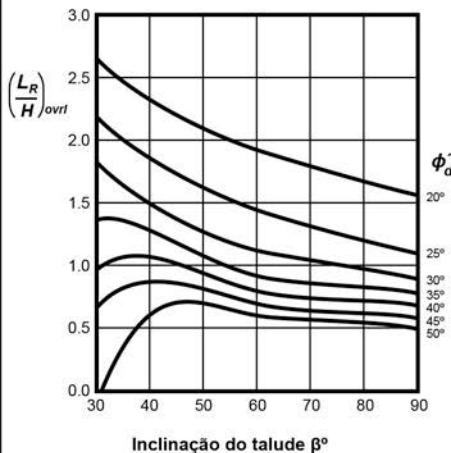
Jewell (1990)

CHART 3

$$r_u = \frac{u}{\gamma z} = 0,50$$



Comprimento mínimo requerido para reforço
Estabilidade geral $(L_R/H)_{ovrl}$



Comprimento mínimo do reforço:

- 1) O comprimento mínimo na crista do talude é aquele requerido para a estabilidade geral.
- 2) O comprimento mínimo na base do talude é maior que o requerido para estabilidade geral e para prevenir o deslizamento.
- 3) Quando for usado reforço de comprimento constante, escolher o maior comprimento requerido, para satisfazer o equilíbrio na base do talude, item 2) acima.
- 4) Quando o deslizamento governar o comprimento requerido do reforço na base do talude, é permitido reduzir o comprimento uniformemente de L_{ds} na base para L_{ovrl} na crista.

Comprimento mínimo requerido para reforço
Deslizamento $(L_R/H)_{ds}$

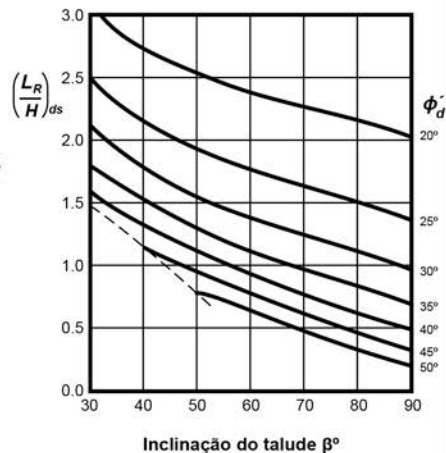


Figura 50 - Gráfico 3 para projeto de taludes íngremes reforçados (Jewell, 1990)

(1.2) Assegurar que o comprimento requerido $(L_R/H)_{ds}$ é válido, fazendo a verificação se $f_{ds} \geq 0,8$. Se esse não for o caso, aumentar o comprimento requerido do reforço $(L_R/H)_{ds}$ de um fator $0,8/f_{ds}$, item 3.5.4.

(1.3) Fazer a composição do comprimento do reforço como segue:

a) Quando $(L_R/H)_{ovrl} > (L_R/H)_{ds}$ especificar reforço com comprimento constante $L_R/H = (L_R/H)_{ovrl}$

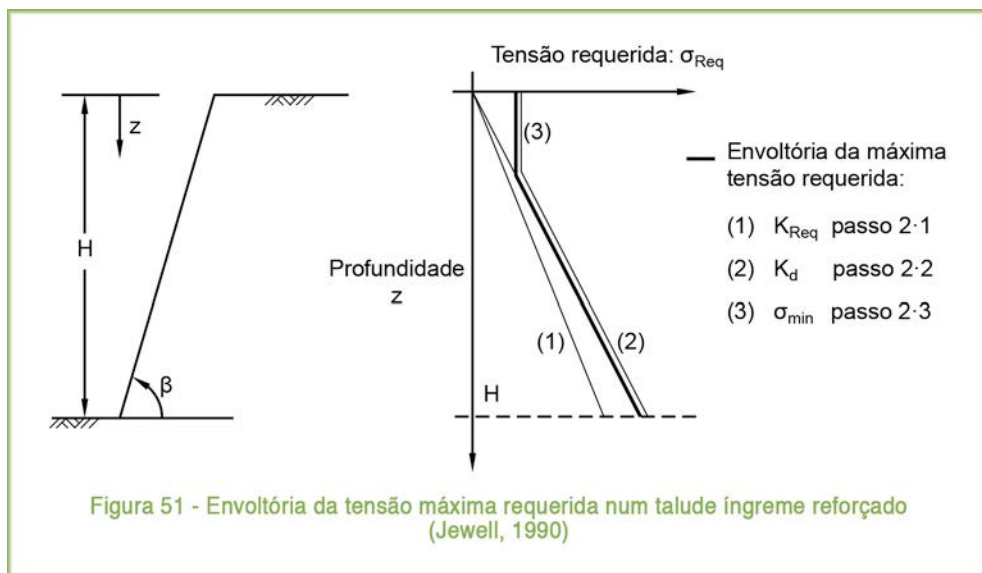
b) Quando $(L_R/H)_{ds} > (L_R/H)_{ovrl}$ ou:

- Especificar reforço com comprimento constante $L_R/H = (L_R/H)_{ds}$, ou
- Especificar o comprimento do reforço variando uniformemente de $(L_R/H)_{base} = (L_R/H)_{ds}$ na base a $(L_R/H)_{crest} = (L_R/H)_{ovrl}$ na crista.

(1.4) Determinar o comprimento de adesão na base do talude L_B/H pela equação (40), item 3.5.4.

Passo (2): Envoltória da máxima tensão requerida no solo

Faça a envoltória da máxima tensão requerida no talude, conforme a **Figura 51**.



(2.1) A tensão básica requerida para o equilíbrio é determinada em função da profundidade z , abaixo da crista do talude, e do coeficiente de empuxo k_{req} :

equação (49)

$$\sigma_{req} = \gamma_d z k_{req}$$

(2.2) É necessário um reforço robusto, que permita seja levada em conta o efeito da adesão do reforço na estabilidade geral. Calcular a parcela da adesão devida, $(1 - L_B/L_R)$, e aumentar a tensão requerida no projeto, através do talude, pelo aumento do coeficiente de empuxo:

equação (50)

$$k_d = \frac{k_{req}}{1 - \frac{L_B}{L_R}}$$

(2.3) Finalmente, é necessário reforço adicional próximo à crista do talude, para que ocorra a atuação da adesão no equilíbrio local, próximo à face. Calcular a profundidade crítica $z_{crit}/H = L_B/L_R$, para determinar a mínima tensão requerida na crista do talude:

equação (51)

$$\sigma_{min} = \gamma_d z_{crit} k_{req} = \gamma_d H \left(\frac{L_B}{L_R} \right) k_{req}$$

Passo (3): Localização da tensão mínima disponível do reforço

(3.1) Fazer um layout do reforço de modo que a mínima tensão disponível a cada profundidade z exceda a envoltória da tensão requerida calculada no passo (2). A tensão disponível, $\sigma_{av} = P_{all}/(S_v S_h)$, depende da força no reforço e do espaçamento. Um destes, ou ambos, pode mudar nos diferentes níveis do talude.

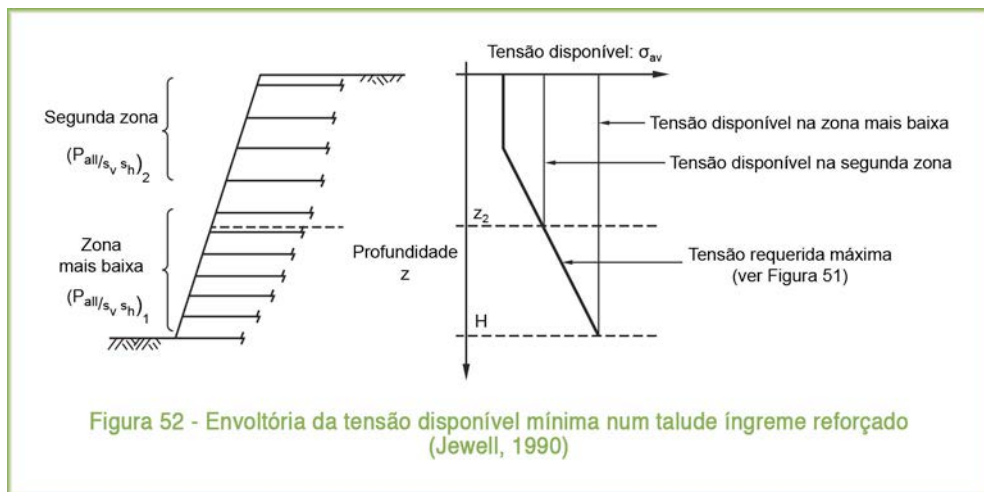
(3.2) Duas zonas de reforço com espaçamento constante são usadas, geralmente. O reforço mais robusto é colocado na última camada de qualquer das zonas. A zona inferior se estende até a base do talude, onde o reforço especificado deve satisfazer a desigualdade:

equação (52)

$$\frac{P_{all}}{(S_v S_h)} \geq \gamma_d H k_d$$

(3.3) Se o espaçamento for alterado na profundidade z_2 , abaixo da crista do talude, a mesma desigualdade deve ser satisfeita para a profundidade z_2 , em vez de H .

(3.4) Determinar os níveis das camadas de reforço no talude através da construção da envoltória de tensão disponível, e marque a máxima profundidade na qual o espaçamento deve ser mudado. Depois marque as posições das camadas de reforço a partir da base do talude e somente mude o espaçamento para a camada de reforço que está acima da máxima profundidade desta zona, tal como z_2 , na **Figura 52**.



(3.5) Os limites para os espaçamentos verticais máximos sugeridos para o projeto são: $(S_v)_{máx} \leq \text{Mínimo de } (H/8, 1\text{m})$. Onde somente a deformação limitada do envelopamento da face é permitida num talude íngreme, é recomendável reduzir o espaçamento máximo $(S_v)_{máx} \leq 0,5 \text{ m}$.

Sobrecarga vertical uniforme

A consideração de uma sobrecarga vertical uniforme, q_{sv} , na crista do talude é feita através de uma altura efetiva adicional H' :

equação (53)

$$H' = H + \frac{q_{sv}}{\gamma_d}$$

O procedimento de projeto é exatamente como os passos (1) a (3) mencionados, mas usando H' em vez de H , para a altura do talude, e a profundidade efetiva $z' = z + q_{sv}/\gamma_d$, em vez de z . O reforço termina na crista real H , a qual ocorre a uma profundidade efetiva $z' = q_{sv}/\gamma_d$.

Esse procedimento é exato para a tensão requerida, e somente aproximado (mas seguro) para o comprimento requerido do reforço.

3.6. StrataSlope®

3.6.1. Generalidades sobre o sistema

O sistema StrataSlope® é patenteado pela Strata Systems Inc. e foi desenvolvido para aplicação nos Estados Unidos, em especial na Federal Highway Administration e no U.S. Army Corps of Engineers. A Geo Soluções introduziu o StrataSlope® no Brasil, o qual é utilizado para taludes íngremes, com inclinações de até 70° (2,5V:1H) e para faceamento de estruturas reforçadas com geossintéticos, com inclinação da face superior a 70°.

A rápida execução do StrataSlope®, e o uso o solo local como material de construção, torna atrativo o custo final da obra projetada por esse sistema.

O StrataSlope® apresenta vantagens em relação ao gabião, como face sólida constituída por tela metálica preenchida com material granular de granulometria bem distribuída, que fornece maior resistência e compacidade para a face e para ancorar o reforço de geossintético. Além disso, o gabião é uma gaiola fechada, demanda mão de obra para o preenchimento (que impacta sensivelmente na produtividade), enquanto o StrataSlope® é preenchido de forma mecanizada e continua por retroescavadeira ou “bob-cat”, o que aumenta a velocidade de execução e reduz o custo da obra (Wolney, 2013). Como comentado no item 3.4.8.1.c, este sistema pode também ser integrado ao meio ambiente, com face vegetada verde. Assim como o gabião, o StrataSlope® é adaptável a diferentes geometrias da superfície do talude, devido à facilidade de modulação das telas e, por ser uma solução flexível, absorve eventuais acomodações do solo de fundação, sem comprometer a estabilidade e a estética da contenção.

3.6.2. Principais vantagens do StrataSlope®

- Baixo custo de execução
- Múltiplas utilizações de preenchimento
- Instalação rápida
- Solução sustentável
- Excelente capacidade estrutural
- Tolerância a acomodações do solo

3.6.3. Características do StrataSlope®

O sistema é constituído por telas metálicas dobradas em “L” a 90°, com 40 centímetros de lado, semelhante a uma cantoneira, que formam as gaiolas que são travadas por barras ou escoras, material de enchimento das gaiolas e o reforço geossintético. O travamento das gaiolas é posicionado a espaçamentos predefinidos para assegurar a rigidez da tela metálica e da face.

O projeto do sistema StrataSlope® é realizado como qualquer outra estrutura de solo reforçado com geossintéticos. Devem ser realizadas as análises da estabilidade externa com verificações de deslizamento e tombamento do muro, capacidade de carga da fundação e excentricidade dos esforços em sua base. Na estabilidade interna devem ser verificados a ruptura e o arrancamento do geossintético de reforço. Na face devem-se verificar a estabilidade da conexão do reforço com o faceamento e a resistência do material constituinte da face (empilhamento). Por fim, deve ser realizada a análise da estabilidade global com verificações à segurança de uma ruptura global. Os métodos de cálculo para todas essas análises devem ser os apresentados nos itens 3.4.4 a 3.4.6.

A bitola da tela metálica deve ser especificada, quanto à corrosão, em função das propriedades requeridas ao longo da vida de serviço da obra, e o seu dimensionamento, assim como das escoras devem levar em conta os carregamentos verticais (empilhamento das gaiolas) e horizontais (empuxo do material granular de preenchimento). Para fins de dimensionamento, a corrosão deve ser considerada para um período de 100 anos, conforme recomendação da ASTM A82/2007 e da ASTM A185/2007.

O material de preenchimento das gaiolas mais utilizado é a brita graduada simples (BGS), que apresenta boa compactidade e resulta em elevada resistência da face e excelente ancoragem dos reforços. No item 3.6.5 estão descritas outras opções de material de preenchimento.

Os reforços geossintéticos são dimensionados em função da geometria da obra, levando em consideração o desnível do terreno, a presença de talude sobre ou sob o solo local e o tipo e magnitude do carregamento do muro (Wolney, 2013).

3.6.4. Metodologia construtiva do StrataSlope®

A metodologia construtiva consiste basicamente na disposição das gaiolas metálicas e respectivas escoras na face do talude inclinado ou muro de solo reforçado, que são posicionadas e fixadas umas às outras para impedir deslocamentos e obter a inclinação desejada da face. Em seguida é feita a instalação do geossintético de reforço (geogrelha ou geotêxtil) e o preenchimento da gaiola com o material granular, de forma mecanizada com retroescavadeira ou bob-cat”, **Figura 53** (Wolney, 2013).



Os geossintéticos de reforço da estrutura são dispostos até a face do sistema StrataSlope® e as gaiolas são preenchidas com o material desejado.

3.6.5. Opções de faceamento do sistema StrataSlope®

O sistema StrataSlope® permite o emprego de vários elementos para compor o faceamento, tais como material granular (brita, pedra ou rachão), RCD (Resíduo da Construção Civil), concreto projetado e face vegetada.

A escolha do tipo de preenchimento das gaiolas, constituintes do StrataSlope®, depende de diversos fatores, como adequabilidade da estrutura as condições arquitetônicas locais, disponibilidade dos materiais, condições climáticas, precipitação pluviométrica, erodibilidade do solo local, custo e prazo de execução. A inclinação da face e a capacidade de suporte para a vegetação são alguns dos fatores que podem influenciar a seleção do faceamento. Em regiões onde as chuvas são frequentes, ou há possibilidade de haver irrigação, a face vegetada

é a escolha mais econômica. Além disso, o revestimento vegetado traz diversos benefícios, como a utilização de espécies de plantas nativas e uma estética sustentável que suaviza características arquitetônicas muitas vezes castigadas, e reduz a necessidade do uso de agregados.

Nas regiões áridas onde o faceamento com vegetação não é recomendável, o revestimento com pedras ou britas é a opção mais adequada. As gaiolas metálicas galvanizadas são utilizadas para proporcionar maior vida útil à face. A seleção das rochas é baseada na estética e na geometria do tamanho da abertura da gaiola. O StrataSlope® pode utilizar várias formas de gaiolas com aberturas modificadas, acomodando até pequenos agregados. O revestimento com pedras normalmente é utilizado para estruturas permanentes com uma geometria quase vertical ou para aplicação em canal de navegação onde o nível d'água impede o crescimento de vegetação.

A versatilidade dos diferentes tipos de acabamento de face do StrataSlope® (vegetal, pedras, argamassa, etc.) também facilita a aceitação técnica, pois é uma alternativa com alto valor agregado que pode ser incorporada ao padrão estético dos projetos arquitetônicos de obras urbanas, industriais e ambientais, atendendo a uma demanda latente do mercado (Wolney, 2013).

3.7. Lock & Load®

3.7.1. Generalidades sobre o sistema

Lock & Load® é um sistema de contenção que permite a rápida execução de obras geotécnicas, aliando alto valor estético e excelente viabilidade econômica. Este sistema possui: excelente drenabilidade, baixa deformabilidade e facilidade de execução.

O módulo de Lock & Load® é composto de duas peças em concreto armado: placa e contraforte, **Figura 54**, que permitem o confinamento e compactação



Um conjunto com elevado peso próprio, que pode ser comparado a peças de concreto monolíticas, como placas pré-moldadas ou blocos segmentais, com a vantagem de serem totalmente drenantes e de fácil instalação (não requer auxílio de equipamentos para içamento das peças).

As propriedades físicas, mecânicas, e a capacidade de transferência de esforços entre o painel da face e o contraforte, garantem a eficiência na montagem e no processo de compactação mecanizada junto à face, o que proporciona rapidez no processo executivo das obras de contenção, **Figuras 55 e 56**.

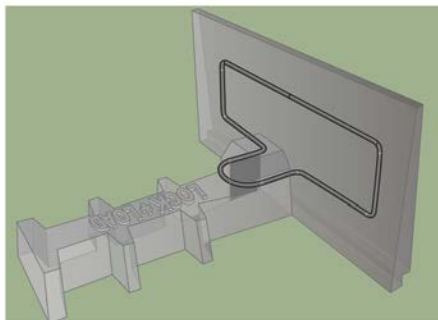


Figura 55
Conexão do painel com o contraforte

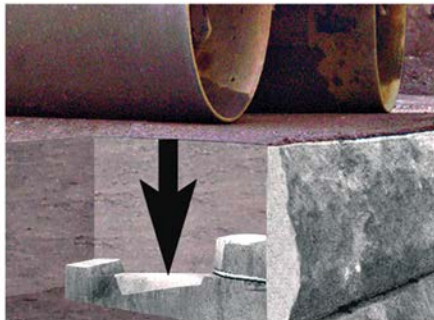


Figura 56 - Travamento do contraforte e do painel pela compactação

3.7.2. Características do Lock & Load®

Os módulos de Lock & Load® podem ser fabricado em uma linha de produção de pré-moldados de concreto ou no próprio local da obra. O seu processo de fabricação também permite construir o painel da face colorido, que somada à textura dos mesmos, conferem excelente valor estético para o sistema de contenção.

O Sistema Lock & Load® possui características distintas, que requerem procedimentos diferentes dos usuais, como permitir a compactação do solo próximo à face e não apoiar os painéis nas peças inferiores, para evitar o esmagamento.

3.7.3. Metodologia construtiva do Lock & Load®

A metodologia construtiva mais detalhada pode ser encontrada no Manual Técnico de Construção Lock & Load®, da Geo Soluções.

3.7.3.1. Fundação

O solo de apoio do aterro reforçado, construído com o sistema Lock & Load®, deve ter boa capacidade de suporte e estar bem regularizada, antes do assentamento da camada de apoio da primeira fiada de módulos Lock & Load®.

Caso a capacidade de carga do solo não seja adequada, deverá ser previsto algum sistema de reforço e/ou substituição do solo de fundação.

Os seguintes pontos são importantes e devem ser observados antes de se executar a preparação da base desse sistema de contenção:

- Identificar o tipo de material de fundação;
- Definir a profundidade da cota de assentamento da primeira fiada de módulos, em relação ao terreno natural. Se o terreno natural for acidentado ao longo do eixo do muro, deve-se prever o escalonamento da base em degraus, com alturas compatíveis às dimensões do painel (múltiplos de 40 cm).
- Estabelecer a sequência construtiva do sistema de drenagem projetado, visto que em muitos casos há a necessidade de execução de um colchão drenante sob a base do aterro, de modo a evitar o desenvolvimento de pressões neutras no trecho reforçado.

A execução do sistema só deve ser iniciada, após a verificação e adoção dos pontos recomendados.

3.7.3.2. Nivelamento da base

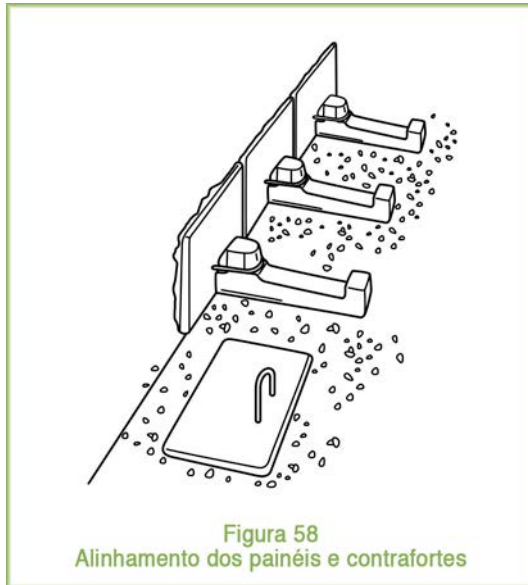
Remover a camada de solo superficial, até atingir a profundidade de embutimento definida no projeto.

Caso haja degraus entre os painéis, deve-se garantir que sejam de altura igual ao da altura do painel.

O alinhamento do muro e o nivelamento da escavação de embutimento podem ser feitos a laser ou com a tradicional linha, como mostrado na **Figura 57**.



Antes da execução da primeira fiada deve ser colocada uma camada, com no mínimo 10 centímetros de espessura, de brita nº 1 ou bica corrida, a qual deve ser compactada com energia de 100% de Proctor Normal. Após compactação, os painéis podem ser dispostos na face, sendo em seguida, encaixados os contrafortes para travamento dos painéis, conforme **Figuras 58 e 59**.



3.7.3.3. Primeira fiada

A execução da contenção com o sistema Lock & Load® deve ser iniciada sempre pelo ponto mais baixo. Os painéis devem ser posicionados continuamente ao longo do alinhamento e, para garantir que o painel fique na posição vertical e horizontal, deve-se adicionar ou retirar o solo sob o contraforte, de forma a obter o posicionamento desejado para cada conjunto contraforte/painel, **Figura 60**.



Figura 60 - Módulos alinhados na primeira fiada

3.7.3.4. Execução do aterro

A execução do aterro deve iniciar próximo à face, com uma faixa de aproximadamente 70 centímetros desta preenchida com brita ou bica corrida, na área dos contrafortes, **Figura 61**. Após da região da face preenchida com a brita, o aterro deve ser constituído de solo local ou outro, conforme especificação do projeto, **Figura 62**. As camadas de brita, bica corrida ou de solo deverão ter as espessuras e Grau de Compactação de acordo com o indicado no projeto.



Figura 61
Preenchimento dos contraforte com brita



Figura 62 - Colocação da geogrelha e execução do aterro de solo

Em contenções com geossintéticos, tanto o solo do aterro como a brita (ou a bica corrida) da face deverão estar nivelados para a disposição do reforço de geossintético, sempre respeitando o sentido de instalação, sendo que a direção de maior resistência deve ser disposta perpendicularmente à face da contenção, **Figura 62**. A espessura das camadas entre reforços e o tipo e o comprimento do geossintético de reforço são função da altura da contenção, e deverão estar indicados no projeto.

3.7.3.5. Compactação do aterro

O Sistema Lock & Load® tem a vantagem de permitir a compactação do aterro próximo da face com equipamentos pesados, elevando significativamente a produtividade, **Figura 63**. Essa compactação próximo à face é necessária para garantir o travamento dos contrafortes na brita e fornece suporte aos painéis da face, **Figura 56**, mas deve ser executada de forma cuidadosa, para não danificar os elementos da face (painel e contraforte) durante o processo de compactação, assim como o alinhamento entre os painéis.

Se não houver especificação para a compactação no projeto, recomenda-se utilizar equipamentos compactadores de 150 kg, para camadas de 40 centímetros de espessura. Para equipamentos de menor porte, recomenda-se que a compactação seja feita em camadas de 20 centímetros. O Grau de Compactação mínimo recomendado é de 98% do Proctor Modificado. Equipamentos de compactação de maior porte (até 500 kg) podem ser utilizados, desde que mantendo uma distância mínima de segurança de 40 centímetros da face.

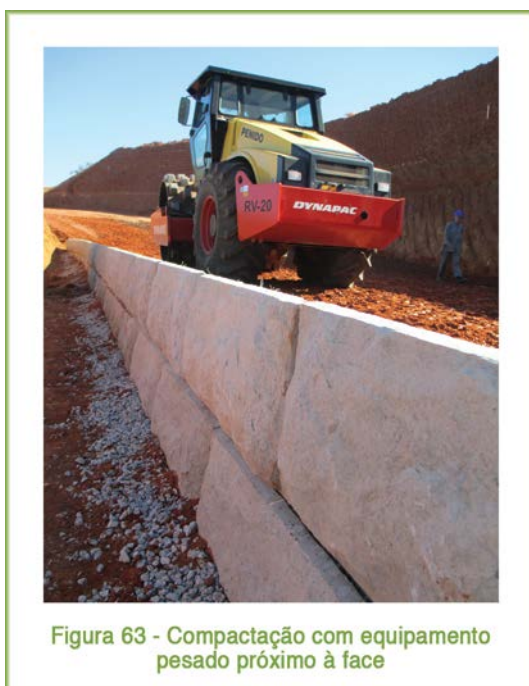


Figura 63 - Compactação com equipamento pesado próximo à face

A compactação deve sempre começar pelo trecho granular próximo à face de forma a promover o travamento do contraforte e do painel, **Figura 64**. Posteriormente, compacta-se o trecho do aterro atrás da região do contraforte, **Figura 65**.



Figura 64 - Compactação da camada de brita do aterro



Figura 65 - Compactação junto à face

3.7.3.6. Fiadas subsequentes

O assentamento das fiadas subsequentes de módulos Lock & Load[®] requer os mesmos cuidados adotados para a instalação da primeira fiada. A superfície de apoio das fiadas subsequentes será sempre a camada inferior de material granular compactada.

Um detalhe importante é que os módulos nunca são apoiados uns sobre os outros, mas diretamente sobre o material compactado, **Figura 66**. Este fato garante que não haja transferência de cargas verticais entre os módulos, evitando ruptura por esmagamento da face.

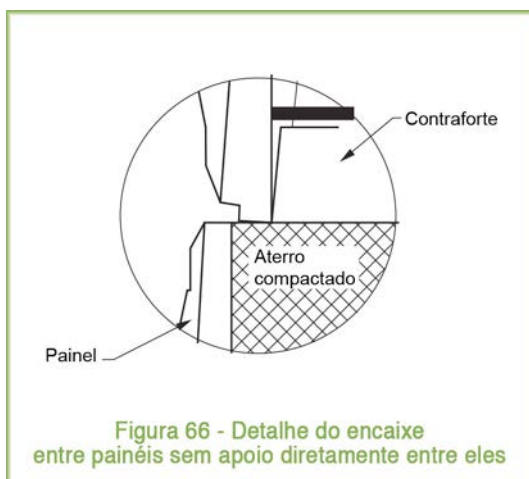


Figura 66 - Detalhe do encaixe entre painéis sem apoio diretamente entre eles

3.7.3.7. Solo para o aterro

Geralmente utiliza-se solo local como material de aterro, exceto os de difícil compactação ou que possuam alta deformabilidade (argilas muito plásticas ou expansivas, solos orgânicos e turfas). Esse fato reduz significativamente o custo da solução, uma vez que minimiza a necessidade de seleção de solos, exploração de jazidas e distâncias de transporte. Regra geral: adota-se como requisito mínimo para o solo compactado energia de compactação maior ou igual a 98% (Proctor Normal), com variação de umidade de $\pm 2\%$. Entretanto, recomenda-se a realização de ensaios específicos para cada tipo de solo a ser utilizado.

3.7.3.8. Drenagem de face e base

O dreno de face do sistema é constituído de material granular, cuja granulometria pode variar de pó de pedra à brita nº 2. A camada de dreno deve possuir espessura ligeiramente menor que o comprimento do contraforte (cerca de 60 cm) e ficar localizada entre a face posterior do painel de face e o material de aterro. A camada granular junto à face desempenha a função de travamento dos geossintéticos para reforço (geogrelhas ou geotêxteis tecidos). É importante o uso de um material filtrante (como um solo intermediário ou um geotêxtil), de forma a evitar que as partículas finas do aterro sejam carregadas para a brita utilizada na face.

Para sistemas de drenagem complementares, devem ser seguidas as indicações do projeto.

Drenagem de interface (chaminé)

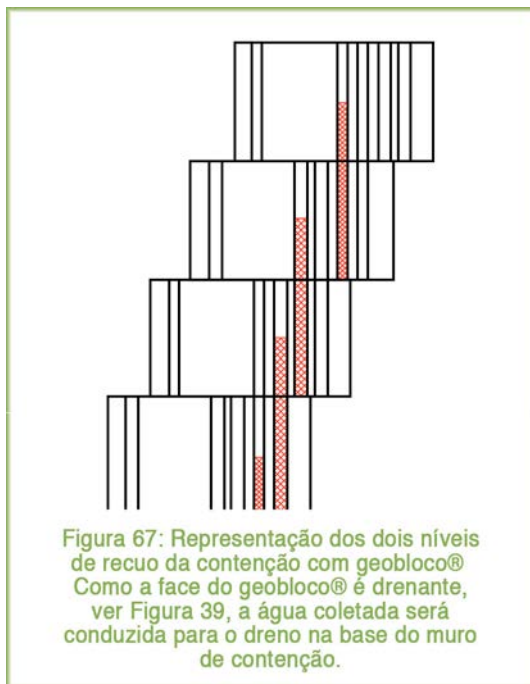
Na interface entre o aterro reforçado e o terreno natural, o dreno de interface (ou dreno chaminé) é indicado quando há lençol freático, com o objetivo de garantir a condição não saturada do trecho reforçado. A **Figura 43** mostra os sistemas de drenagem normalmente especificados para estruturas de solo reforçado. Uma alternativa é a utilização de drenos geossintéticos (geocomposto drenante).

3.8. Sistema de contenção com Geobloco® H

3.8.1. Generalidades sobre o sistema

Este sistema de contenção que é denominado “muro de arrimo segmentado”, consiste do reforço de solo através da inclusão de geossintéticos (geogrelhas ou geotêxteis) entre camadas de solo compactado, tendo como revestimento de face blocos segmentados Geobloco®, e pode ter inúmeras configurações estéticas ou funcionais.

O desenho do Geobloco® permite que sejam construídos muros segmentados com faces inclinadas em dois níveis, com traçados curvos ou retilíneos, **Figura 67**. As ranhuras deste bloco estão dimensionadas para atender dois níveis de recuo entre fiadas, o que gera faces inclinadas de 70° a 80° com a horizontal, garantindo o devido travamento entre as fiadas.



Como a face do Geobloco® é drenante, ver **Figura 39**, a água coletada será conduzida para o dreno na base do muro de contenção.

Quando o projeto especificar o apoio dos Geoblocos® sobre base de concreto, a drenagem de pé deverá ser realizada por meio de dreno composto por brita envolto em geotêxtil não tecido, posicionado ao longo da face posterior dos Geoblocos®, da fiada imediatamente acima do nível do terreno natural.

3.8.2. Reforço com geossintéticos

A escolha dos reforços com geossintéticos, geogrelhas ou geotêxteis, deve ser baseada no tipo de solo utilizado como aterro, na capacidade de suporte do solo de fundação, nas configurações geométricas da contenção e nas cargas solicitantes do sistema. Muitas vezes, desde que corretamente dimensionada, a solução mais econômica resulta naquela em que se utilizam os dois tipos de reforço na mesma contenção, ou seja, geogrelhas na parte inferior (material mais rígido e resistente) e geotêxteis na parte superior. A combinação dos dois geossintéticos deve ser feita de forma a simplificar a execução, buscando sempre a homogeneidade no espaçamento entre camadas.

3.8.3. Materiais utilizados no sistema de contenção com Geobloco® H

3.8.3.1. Aterro

Pode ser usado solo local, exceto aqueles de difícil compactação e com alta deformabilidade, como as argilas muito plásticas, solos orgânicos, turfas, e os com alta concentração de pedregulhos e entulhos, que podem danificar os elementos de reforço.

3.8.3.2. Reforço

- Geotêxteis: nos muros baixos ($H \leq 4\text{m}$) ou nas camadas superiores de muros altos, para favorecer a interceptação de uma eventual frente de saturação.
- Geogrelhas: na base, nas camadas inferiores e intermediárias de muros altos ($H > 4\text{m}$).

A combinação de ambos pode ser viável, se adequadamente projetada, no sentido de minimizar o custo da contenção e facilitar a execução.

3.8.3.3. Face

Ver item 3.4.8.1 b.

3.8.3.4. Fixação dos blocos

Barras de aço CA-50, de diâmetro 1/4", com comprimento de 30 cm, posicionadas nas ranhuras do Geobloco®.

3.8.3.5. Drenagem

- Materiais granulares, como brita 1 ou 2, areia média ou grossa lavadas e seixos.
- Geocompostos drenantes e geotêxteis utilizados como elemento de separação e filtração.

Recomenda-se analisar as condições regionais da obra e buscar utilizar o material de mais fácil aquisição.

3.8.3.6. Fundação

- Em solos de fundação com boa capacidade de suporte: $\text{SPT} > 5$ golpes, usar areia compactada.
- Quando o solo tiver baixa capacidade de suporte: $\text{SPT} \leq 4$ golpes, substituir ou melhorar o solo.
- Para muros acima de 4 metros de altura, recomenda-se que o apoio da primeira fiada de Geobloco® seja sobre uma base em concreto com 15 a 20 cm de espessura, e largura de 50 cm, a qual deve ser armada com 4 barras de 3/8" e estribos de 1/4" cada 20 cm.

3.8.4. Sequência executiva

A sequência executiva passo a passo pode ser encontrada no Manual Técnico de Construção do Geobloco® H. A seguir, serão comentados apenas os pontos principais da execução.

3.8.4.1. Observações de ordem geral importantes na execução do sistema de contenção com Geobloco®:

- O assentamento do Geobloco® até determinada altura (1 a 3 fiadas), a instalação do reforço de geossintéticos e a compactação da camada de solo nos espaçamentos especificados são realizados simultaneamente.
- O Geobloco® trabalha como fôrma para preenchimento das camadas de aterro.
- O lançamento das camadas do aterro deve, preferencialmente, ser feito com retroescavadeira, pá carregadeira ou outro sistema mecanizado, de forma a acelerar o processo de compactação. A espessura de tais camadas não deve ser superior a 25 cm, para ao ser compactada atingir 20 cm de espessura final ao ser compactada.
- A compactação das camadas do aterro deve ser feita com equipamento apropriado (pé de carneiro, rolo liso, sapo compactador ou placa vibratória) para o tipo de solo, atingindo grau de compactação de no mínimo 95% do Proctor Normal, com variação de +/-2% em torno da umidade ótima.
- **IMPORTANTE:** Na faixa de um metro da face posterior dos Geobloco® H, a compactação deve ser executada apenas com sapos compactadores, uma vez que a elevada energia de compactação, transferida à face pelos equipamentos pesados de compactação, pode causar deformações indesejadas.
- Os pinos de travamento dos blocos possuem resistência suficiente para conferir estabilidade e evitar deformação da face durante a execução do muro. O empuxo do solo é absorvido pelos elementos de reforço.

3.8.4.2. Etapas da execução

a) Preparação da base e valeta de assentamento

Esta etapa inclui a escavação da valeta de assentamento dos blocos, o posicionamento dos elementos de drenagem no interior da valeta (tubos dreno, geotêxtil, etc.), o preenchimento da valeta com o material de fundação (areia compactada ou concreto) até o nível da primeira fiada de blocos, colchão drenante, quando necessário.

b) Assentamento da primeira fiada de blocos

O posicionamento adequado da primeira fiada de blocos é muito importante, porque é o seu nivelamento que garantirá o alinhamento do restante do muro.

c) Assentamento das próximas fiadas

A disposição dos pinos, que interligam os blocos, **Figura 67**, varia para cada nível de inclinação da face, e as configurações possíveis podem ser encontradas no Manual Técnico de Construção do Geobloco® H.

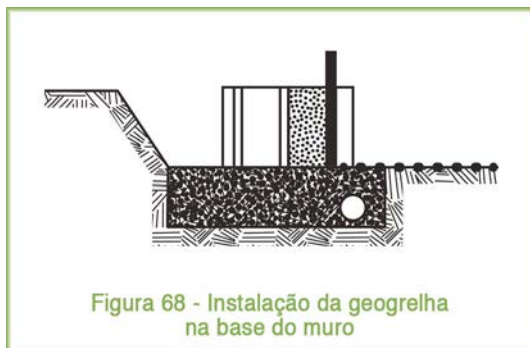
d) Assentamento dos blocos em curva

A geometria do Geobloco® permite construir com facilidade um muro de face curva.

e) Execução do solo reforçado

O reforço pode ser constituído por geogrelha, ou por geotêxtil, ou a combinação de ambos.

Quando está especificado o reforço de geogrelha desde a base do muro, esta deve ser instalada logo abaixo da primeira fiada de blocos, **Figura 68**.



Após a instalação da primeira camada de geogrelha realiza-se o assentamento dos blocos, o lançamento do solo, a compactação com energia maior que 90% Proctor Normal, e o posicionamento das novas camadas de geogrelha, até atingir a altura projetada para o muro, **Figura 69**.

Quando a execução do solo reforçado é realizada com geotêxtil, pode-se envelopar a camada de solo compactado, e a face de Geobloco® servirá de forma para o envelopamento. Nesse caso, deve ser prevista a colocação de uma faixa de geotêxtil, de aproximadamente um metro, ancorada com os pinos de fixação dos blocos, para servir de ligação entre a face do muro e o aterro, **Figura 70**.

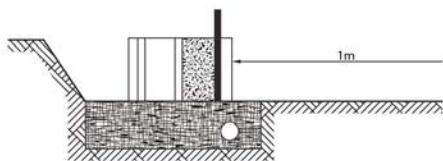


Figura 70
Faixa de 1m de geotêxtil, para ligação

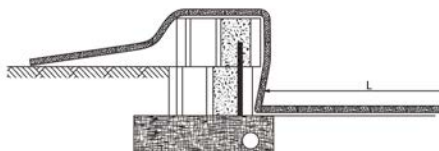


Figura 71 - Colocação do geotêxtil
entre a face do muro e o aterro.

Após a instalação do geotêxtil de ligação, realiza-se o assentamento dos blocos, que servirão de forma para o envelopamento do reforço, e o posicionamento da primeira camada de geotêxtil com comprimento de ancoragem, L , e extremidade livre para fazer o envelopamento, **Figura 71**. A seguir lança-se o solo, que deve ser compactado com energia maior que 90% Proctor Normal, e colocam-se as novas camadas do geotêxtil de ligação e do geotêxtil de reforço, até atingir a altura projetada para o muro, **Figura 72**.

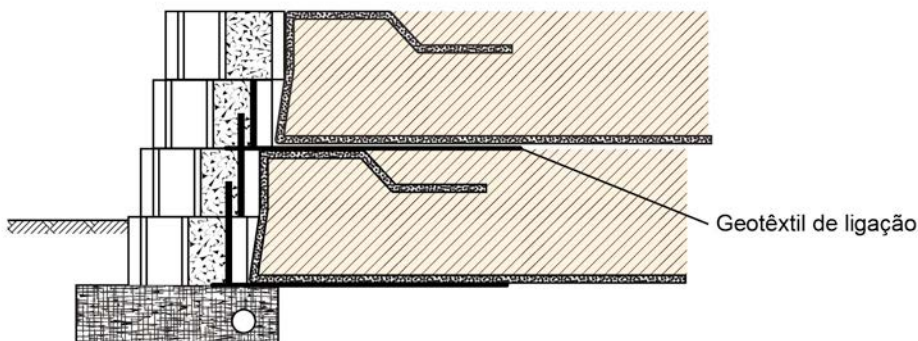


Figura 72 - Construção de muro de contenção com geobloco® reforçado com geotêxtil

4. Aterros reforçados sobre solos moles

4.1. Introdução

Na **Figura 1**, que mostra as aplicações de solo reforçado, os esquemas c (iii) e (iv) indicam situações, na quais o reforço resiste aos esforços de tração decorrentes das cargas verticais aplicadas, e se deformam de forma similar aos cabos de uma ponte pênsil. Nas aplicações c) (i) e (ii), da **Figura 1**, o reforço é usado para melhorar a margem de segurança em curto e médio prazos. Embora a geometria projetada para um aterro seja compatível com a estabilidade a longo prazo, poderá ocorrer instabilidade no período construtivo, antes do adensamento da camada mole, (BS 8006, 1995). Não será abordado o item aterros sobre áreas com subsidências, c (iv) da **Figura 1**, nesta publicação.

Futai (2010) comenta que a melhor forma de se entender como o reforço atua para aumentar o fator de segurança em aterros sobre solos moles foi apresentada por Jewell (1988), **Figura 73**. No mecanismo de instabilidade de um aterro não reforçado, o carregamento vertical é a causa principal da instabilidade, porém, Jewell (1988) cita mais uma, que é a tensão cisalhante no contato entre o aterro e o solo mole. Essa tensão cisalhante surge, porque o aterro não está confinado e como não suporta as forças de tração lateral, ocorre o deslocamento lateral. O uso do reforço na base do aterro sobre solo mole restringe o deslocamento lateral e promove o aumento da capacidade de carga.

Futai (2010) comenta ainda que a análise do aterro reforçado é realizada através dos métodos de estadoslimite, o que é pouco usual em obras de geotecnia: o estado-limite último e o estado-limite de utilização. O estado-limite último está relacionado com a ruptura propriamente dita, enquanto o estado-limite de utilização é um limite imposto às deformações, com o objetivo de que a obra tenha um bom desempenho. A BS 8006, 1995, recomenda considerar as seguintes situações para o estado-limite de utilização: deformação excessiva do reforço, **Figura 74a**, e o recalque da fundação, **Figura 74b**.

Se o geossintético usado como reforço tiver um módulo de rigidez adequado para a sollicitação em questão, não haverá deformação excessiva do reforço. A força de tração máxima requerida para o reforço no estado-limite deve ser superior a força de tração máxima necessária para resistir o estado-limite de deslizamento rotacional, e também à soma das forças de tração máxima necessárias para resistir ao deslizamento lateral e a extrusão do solo de fundação.

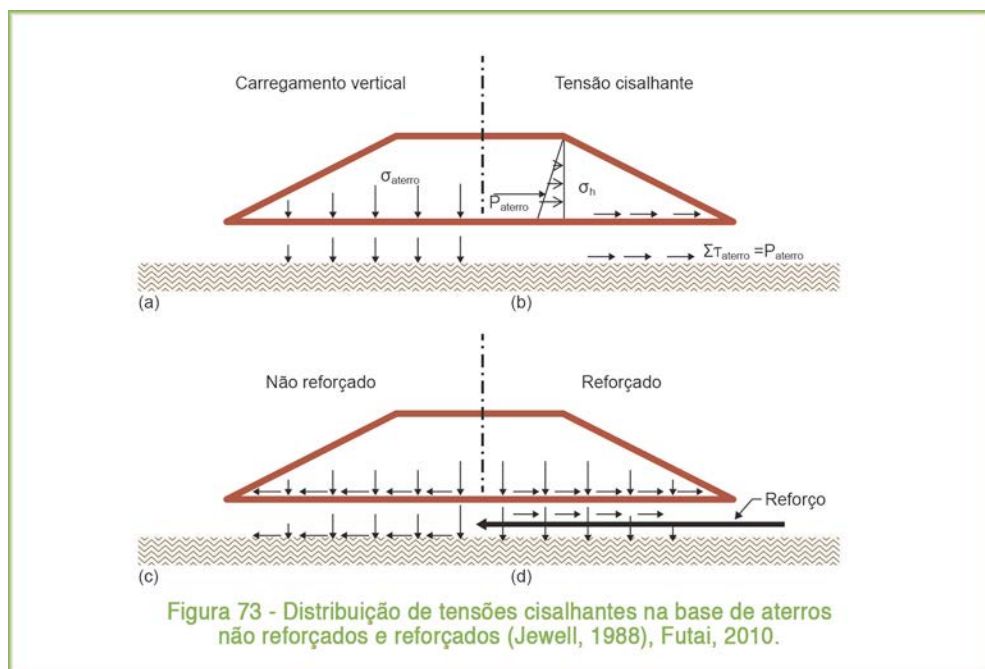
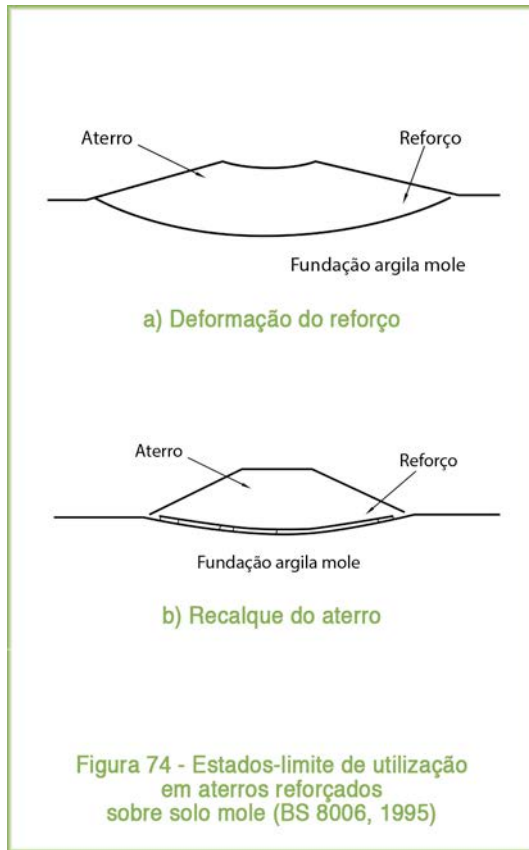


Figura 73 - Distribuição de tensões cisalhantes na base de aterros não reforçados e reforçados (Jewell, 1988), Futai, 2010.



Para assegurar o estado-limite último que governa a ruptura do reforço não é preciso que o reforço tenha a mesma vida útil da obra, devido ao fato de o estado-limite último ocorrer durante e no final do período construtivo. Para garantir o bom desempenho do reforço, a resistência especificada, minorada pelos fatores de redução, deve ser maior que a força necessária para evitar o escorregamento do aterro:

equação (54)

$$\frac{T_p}{f_n} \geq T_r$$

Em que:

T_p : resistência especificada no projeto;
 f_n : fator de redução.

4.2. Geossintéticos utilizados

Os geossintéticos comumente utilizados para reforço em aterros sobre solos moles são: geotêxteis tecidos (GTX-W), geogrelhas (GGR) e geocélulas (GCE). Dependendo das condições do local da obra e dos materiais disponíveis, pode-se usar uma ou mais camadas de geossintéticos dispostos na base do aterro e separadas por camada de solo compactado (Vertematti, 2004).

4.3. Reforço basal

O reforço com geossintéticos, na base de aterros sobre solos moles, permite aumentar a estabilidade do aterro, diminuir o tempo de execução e projetar taludes mais íngremes. A BS 8006 (1995), apresenta na **Figura 75** os mecanismos de instabilidade, que podem ser resolvidos através do reforço basal.

O mecanismo de instabilidade da **Figura 75a**, no qual ocorre o escorregamento apenas do talude do aterro, pode ser verificado conforme o item 4.3.7. A ruptura rotacional convencional em aterros sobre solos moles, que inclui o aterro e o solo mole, **Figura 75b**, geralmente é tratada de modo similar aos aterros convencionais, item 4.3.6. Quando o solo mole de fundação do aterro, tem uma profundidade limitada, e há uma camada de solo resistente abaixo deste, o movimento lateral do aterro ou do solo de fundação é o modo crítico e potencial de ruptura, **Figura 75c e d**. O uso do reforço reduz os deslocamentos horizontais e, conseqüentemente, o risco de extrusão do solo mole, item 4.3.2. Quando a fundação em solo mole é uma camada profunda, com profundidade tipicamente maior que um terço da altura final do aterro, pode haver ruptura global, **Figura 75e**, envolvendo o aterro e a fundação, BS 8006 (1995), item 4.3.1.

4.3.1. Ruptura global

Em ruptura rotacional profunda, **Figura 75e**, são geradas forças de tração no reforço basal, através de mecanismo similar aos desenvolvidos em muros e aterros reforçados, e embora a força de tração induzida no reforço basal seja axial e horizontal, esta origina um momento resistente no centro do círculo de ruptura considerado. Como consequência, o momento atuante é reduzido, como também as altas tensões cisalhantes que causariam a ruptura do aterro e/ou do solo de fundação. À medida que ocorre o adensamento do solo de fundação e a resistência ao cisalhamento aumenta, aterro e fundação poderão resistir às altas tensões cisalhantes aplicadas sem auxílio do reforço. Uma vez atingido o adensamento do solo de fundação, o reforço basal se tornará desnecessário.

Dessa forma, a vida de serviço necessária para o reforço é somente o tempo necessário para que o solo de fundação atinja o adensamento previsto em projeto. A resistência que deve ser projetada para o reforço será função das tensões necessárias para promover as estabilidades lateral e rotacional do aterro e da fundação, BS 8006 (1995).

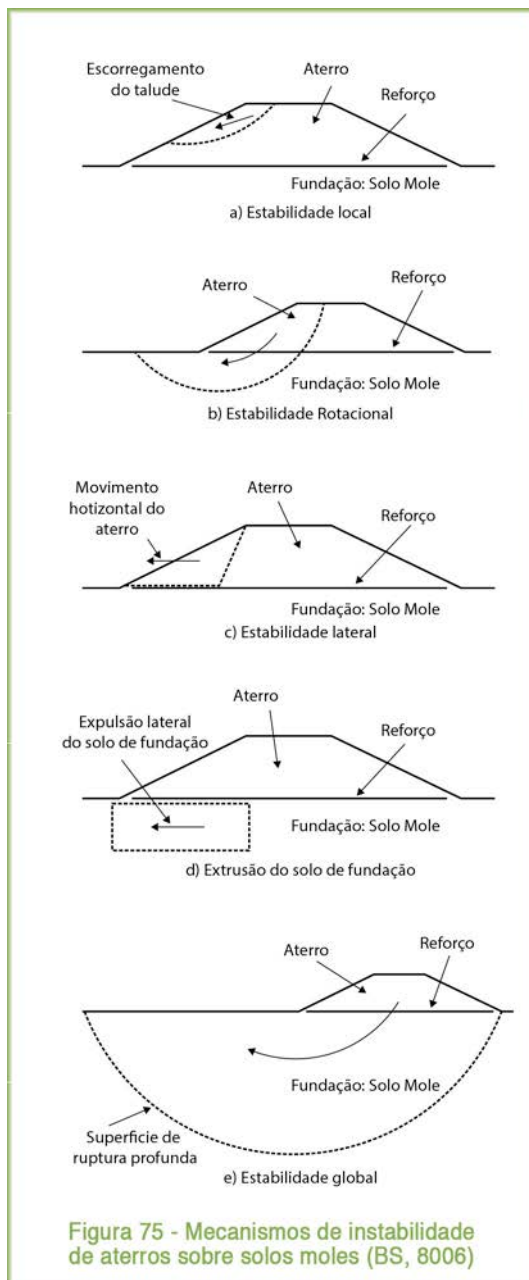


Figura 75 - Mecanismos de instabilidade de aterros sobre solos moles (BS, 8006)

Low et al. (1990) apresentaram um método para dimensionamento de aterros reforçados sobre solos moles, baseado no método do equilíbrio-limite, que utiliza gráficos e equações, para as condições geométricas mostradas na **Figura 76**.

Esse método fornece o fator de segurança mínimo para as superfícies de ruptura com centros sobre a vertical passando pelo meio do talude e tangentes a uma linha horizontal localizada em determinada profundidade. Variando-se a profundidade de tangência da superfície de ruptura determina-se o menor fator de segurança da obra (Vertematti, 2004).

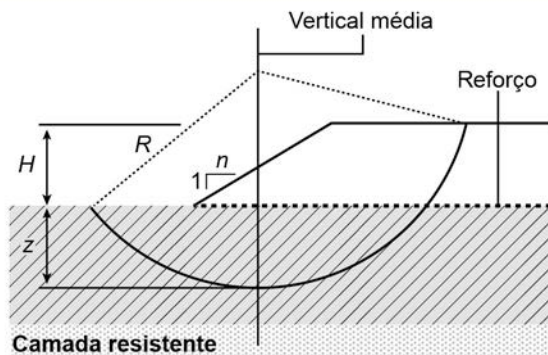


Figura 76 - Condições geométricas do método (Low et al., 1990, Palmeira, 1992 e Vertematti, 2004).

Através da equação (47) calcula-se o fator de segurança mínimo do aterro reforçado, para todas as superfícies tangentes à horizontal na profundidade z :

equação (55)

$$F_r = \frac{F_0}{1 - \frac{T I_R}{\gamma H^2}}$$

Em que:

F_r : fator de segurança mínimo para todas as superfícies tangentes à horizontal, na profundidade z , para aterro reforçado;

F_0 : fator de segurança mínimo para todas as superfícies tangentes à horizontal, na profundidade z , para aterro sem reforço;

T : esforço de tração mobilizado no reforço;

I_R : coeficiente obtido no gráfico, que depende da geometria do aterro e da profundidade de tangência dos círculos;

γ : peso específico do solo do aterro;

H : altura do aterro.

A equação (47) pode ser reescrita para a determinação da força que deve ser mobilizada no reforço para garantir um fator de segurança preestabelecido F_r para o aterro reforçado:

equação (56)

$$T = \left(1 - \frac{F_0}{F_r} \right) \frac{\gamma H^2}{I_R}$$

As equações (47) e (48) pedem a determinação do fator de segurança do aterro sem reforço, F_0 . Para isso, Low (1989) apresentou a equação (49) para o caso de aterros sobre solos moles sem reforço:

equação (57)

$$F_0 = N_1 \frac{S_{ueq}}{\gamma H} + N_2 \left(\frac{c}{\gamma H} + \lambda \tan \phi \right)$$

Em que:

F_0 : fator de segurança mínimo para todos os círculos tangentes à linha horizontal, na profundidade z , para aterro sem reforço;

N_1, N_2 e λ : números de estabilidade;

S_{ueq} : resistência não drenada equivalente do solo mole;

γ : peso específico do solo do aterro;

c e ϕ : parâmetros de resistência do solo do aterro.

Os valores de N_1, N_2 e λ são obtidos nos gráficos da **Figura 77**, em função da inclinação do talude (n), da altura do aterro (H) e da profundidade de tangencia considerada (z).

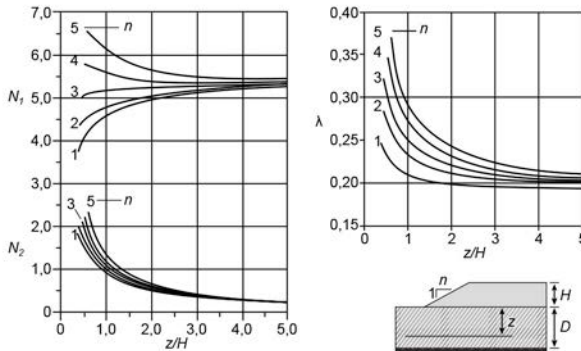


Figura 77 - Números de estabilidade de Low (1989), para aterros sem reforço, (Palmeira, 2002; Vertematti, 2004).

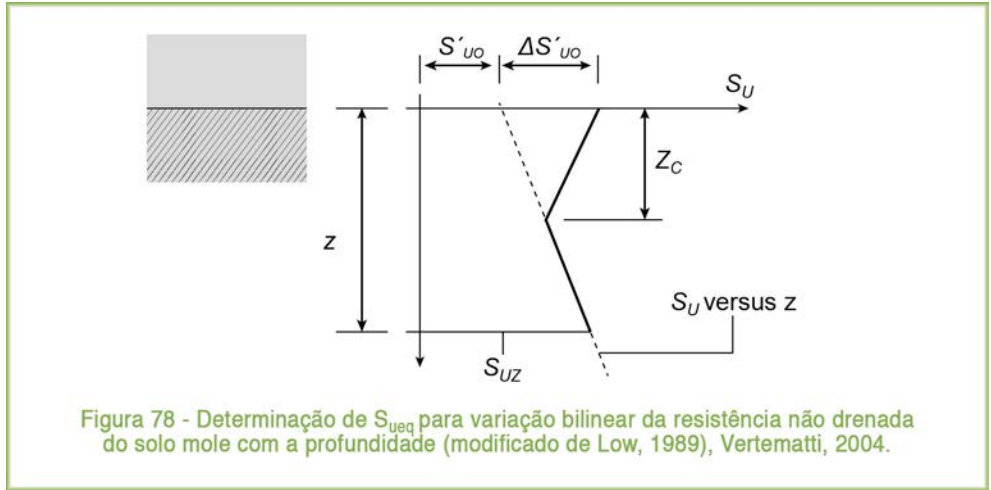
O valor da resistência não drenada equivalente do solo mole, para a profundidade z , depende da variação da resistência não drenada do solo com a profundidade.

Quando a resistência não drenada é constante com a profundidade, S_{ueq} é igual a este valor constante. Para o caso apresentado na **Figura 78**, o valor de S_{ueq} para a profundidade z , pode ser obtido por:

equação (58)

$$S_{ueq} = 0,35 S'_{uo} + 0,65 S_{uz} + 0,35 \left(\frac{Z_c}{Z} \right)^{1,1} \Delta S'_{uo}$$

Os valores da equação (50) estão definidos na **Figura 78**.



Para o aterro sem reforço, o raio do círculo crítico tangente à horizontal na profundidade z , é calculado por:

equação (59)

$$R_0 = \left[0,1303 \frac{n^2 + 1}{\frac{z}{H} + 0,5} + 1,5638 \left(\frac{z}{H} + 0,5 \right) \right] H \quad \text{com } R_0 \geq z + H$$

Em que:

R_0 : raio do círculo crítico tangente à horizontal na profundidade z ;

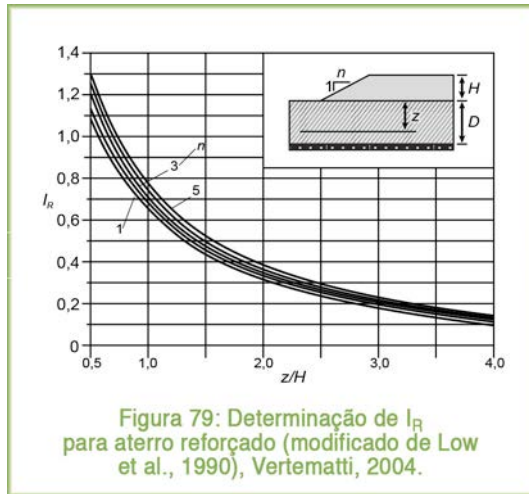
n : inclinação do talude;

z : profundidade considerada;

H : altura do aterro.

Para avaliar o valor do esforço de tração do reforço, T , necessário para elevar o fator de segurança mínimo, F_0 , do aterro não reforçado, para F_r no aterro reforçado, na profundidade z , utiliza-se a equação (48), na qual o valor de l_R é obtido no gráfico da **Figura 79**, em função da inclinação do talude, da altura do aterro, e do valor da

profundidade z . Variando-se a profundidade z de tangencia da horizontal com os círculos das superfícies de ruptura, dentro da camada de solo mole, determina-se a profundidade crítica, para a qual o valor de T é máximo. A partir do valor de T faz-se a escolha do tipo de reforço geossintético mais adequado para o caso, e dentro da margem de segurança apropriada.



O raio do círculo crítico tangente à horizontal, na profundidade z , para o aterro reforçado é calculado por:

equação (60)

$$R_r = \frac{3,128 \left(\alpha - \frac{z}{H} - \frac{T}{\gamma H^2} \right)}{\left(\frac{z + 0,5}{H} - \frac{T}{\gamma H^2} \right)} H \quad \text{com } R_r \geq z + H$$

Em que:

equação (61)

$$\alpha = \frac{1}{2} \frac{(z + 0,5)^2}{H} + \frac{(n^2 + 1)}{24}$$

Pela hipótese geométrica do método de Low (base do aterro com largura infinita), **Figura 76**, para um aterro com seção transversal trapezoidal, as superfícies circulares de deslizamento devem interceptar a superfície do aterro dentro da sua plataforma, para satisfazer as hipóteses do método.

Dependendo do porte do aterro e dos geossintéticos disponíveis para a utilização, pode ser necessária a especificação de mais de uma camada de reforço, sendo uma camada na interface aterro/fundação de solo mole e as outras camadas imediatamente acima, entremeadas por camadas de aterro compactado (Vertematti, 2004).

Pode ser especificada também uma camada única de reforço pouco acima da interface aterro/fundação, sobre uma camada drenante. Nesse caso, e também para mais de uma camada de reforço juto à base do aterro, o valor de T obtido na equação (48) deve ser corrigido, devido ao deslocamento da força resultante, através da expressão:

equação (62)

$$T_{cor} = \frac{d_T}{d'_T} T$$

Em que:

T_{cor} : Valor de T corrigido, devido à diferença dos braços de alavanca;
 d_T : braço de alavanca do reforço em camada única na base do aterro, em relação ao círculo ($=Rr - z$);
 d'_T : braço de alavanca da força no reforço, ou da resultante dos esforços de tração nas camadas de reforço, em relação ao centro do círculo.

A equação (54) não deve ser utilizada quando houver várias camadas de reforço distribuídas na altura do aterro. Essa equação aplica-se para aterros com duas ou três camadas de reforço, colocadas na base do aterro.

Vertematti (2004) comenta que o geossintético usado para reforço deve ser suficientemente rígido, para evitar deformações excessivas do aterro. Dependendo das condições e características da obra e do reforço, as deformações admissíveis no reforço variam tipicamente entre 3% e 10%. O módulo de rigidez secante à tração requerido para o reforço é dado por:

equação (63)

$$J_\varepsilon = \frac{T}{\varepsilon_{adm}}$$

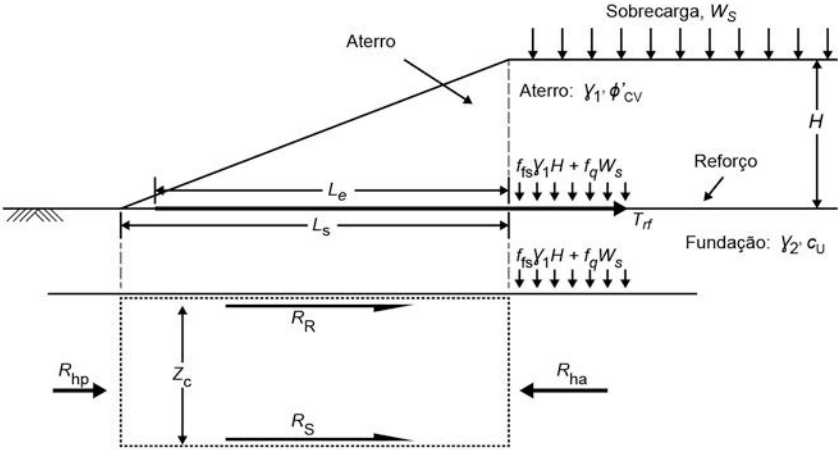
Em que:

J_ε : módulo de rigidez à tração requerido para o reforço;
 ε_{adm} : deformação específica admissível no reforço.

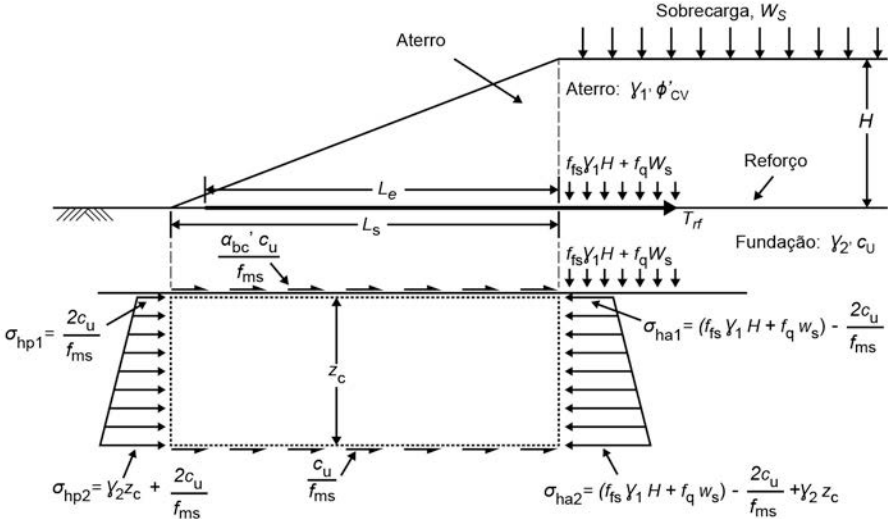
4.3.2. Expulsão do solo mole

As rupturas do aterro e da sua fundação, por expulsão do solo mole, podem ser

evitadas introduzindo-se uma camada de reforço com geossintético (geogrelha, geotêxtil tecido ou geocélula) na base (interface entre o aterro e a fundação), Figuras: 1, c (i) e (ii) e 75d. Desde que o reforço tenha rugosidade, resistência à tração e rigidez adequados, as tensões horizontais cisalhantes, desenvolvidas na base do aterro, serão transferidas para o reforço, através do atrito solo/reforço, que induz a carga de tração no mesmo. Essa transferência tem um feito duplo:



a) Componentes das forças para análise da estabilidade da extrusão da fundação



b) Análise da estabilidade não drenada da extrusão da fundação

Figura 80 - Análise da estabilidade da extrusão da fundação (BS 8006, 1995)

Primeiro, limita o desenvolvimento de deformações na base do aterro, induzindo um confinamento lateral. Segundo, as tensões cisalhantes que poderiam ser transmitidas diretamente para o solo mole são interceptadas pelo reforço. Isso reduz a possibilidade de ocorrer expulsão do solo mole da fundação e mantém a capacidade de carga do solo de fundação, que poderia ser reduzida pela transmissão das tensões cisalhantes (BS 8006, 1995).

Para prevenir a extrusão do solo mole, o comprimento do talude L_s tem que ser grande o suficiente para evitar a mobilização das tensões cisalhantes que induzem a extrusão. O mecanismo de ruptura, mostrado na **Figura 80**, supõe a extrusão do solo de fundação abaixo do aterro.

Para evitar a extrusão da fundação deve-se aplicar a seguinte expressão:

equação (64)

$$R_{ha} \leq R_{hp} + R_s + R_R$$

Em que:

R_{ha} : força horizontal que ocasiona a extrusão da fundação;

R_{hp} : força horizontal devido à resistência passiva da fundação;

R_s : força horizontal devido à resistência ao cisalhamento do solo de fundação na profundidade z_c ;

R_R : força horizontal devido à resistência ao cisalhamento do solo de fundação sob o reforço.

Deve-se efetuar uma análise cuidadosa, para a determinação comprimento mínimo do talude, L_s , necessário para evitar a extrusão da fundação, usando-se diferentes valores de z_c .

Geralmente essa análise é realizada usando-se parâmetros não drenados do solo, e se o solo mole da fundação tiver profundidade limitada e apresentar resistência ao cisalhamento não drenada constante com a profundidade, a determinação do comprimento mínimo do talude, L_s , pode ser efetuada usando-se as expressões mostradas na **Figura 80b**, como segue:

equação (65)

$$L_s \geq \frac{\left(f_{fs} \gamma_1 H + f_q w_s - \frac{4c_u}{f_{ms}} \right) z_c}{(1 + \alpha'_{bc}) c_u f_{ms}}$$

Em que:

f_{fs} : fator parcial para o peso específico do solo, **Tabela 15**;

f_q : fator parcial de carga, para as cargas externas aplicadas, **Tabela 15**;

γ_1 : peso específico do solo do aterro;

H : altura máxima do aterro;

w_s : sobrecarga atuante no topo do talude;

c_u : resistência ao cisalhamento não drenada do solo mole de fundação;

f_{ms} : fator parcial do solo aplicado a c_u , **Tabela 15**;

z_c : profundidade da camada mole de fundação, quando a profundidade da fundação é limitada e tem resistência ao cisalhamento não drenada constante com a profundidade;

α'_{bc} : coeficiente de interação relativa à aderência solo/reforço e c_u .

A força de tração gerada no reforço basal por metro, T_{rf} , devido à tensão de cisalhamento atuando para fora da fundação é:

equação (66)

$$T_{rf} = \frac{\alpha'_{bc} c_{uo} L_e}{f_{ms}}$$

Em que:

L_e : comprimento do reforço, **Figura 80**;

c_{uo} : resistência ao cisalhamento não drenada do solo de fundação sob o reforço;

f_{ms} : fator parcial do solo aplicado a c_u , Tabela 15.

Tabela 15: Fatores parciais (BS 8006, 1995)

Fatores Parciais		Estado limite último	Estado limite de utilização
Fatores de carga	Peso específico do solo, por exemplo, solo do aterro	$f_{fs} = 1,3$	$f_{fs} = 1,0$
	Cargas externas permanentes, por exemplo, cargas pontuais ou lineares	$f_f = 1,2$	$f_f = 1,0$
	Cargas externas acidentais, por exemplo, carga de tráfego	$f_q = 1,3$	$f_q = 1,0$
Fatores do solo	Para ser aplicada a $\tan \phi'_{cv}$	$f_{ms} = 1,0$	$f_{ms} = 1,0$
	Para ser aplicada a C'	$f_{ms} = 1,6$	$f_{ms} = 1,0$
	Para ser aplicada a C_u	$f_{ms} = 1,0$	$f_{ms} = 1,0$
Fator do reforço	Para ser aplicado à resistência do reforço de base	O valor de f_m deve ser consistente com o tipo de reforço a ser usado e a vida de serviço requerida. Ver Tabelas 13 e 14.	
Fatores de interação solo/reforço	Deslizamento através da superfície do reforço	$f_p = 1,3$	$f_p = 1,0$
	Resistência ao arrancamento do reforço	$f_p = 1,3$	$f_p = 1,0$

A escolha do valor de α'_{bc} , coeficiente de aderência na interface solo mole de fundação/reforço, deve ser efetuada com cuidado. A magnitude de α'_{bc} é relacionada não somente às características da superfície do reforço, mas também à deformação no reforço comparada à deformação na fundação mole. A compatibilidade de deformação entre o reforço e o solo mole de fundação é necessária para a obtenção do máximo coeficiente de adesão. Este é particularmente o caso relacionado a solos sensíveis de fundação, nos quais a deformação do reforço não deve exceder a deformação, na qual o pico da resistência ao cisalhamento não drenada do solo de fundação é mobilizada.

4.3.3. Reforço basal com geocélula

Avesani Neto (2013) mostrou que a geocélula tem potencial para aplicação em reforço de solos, em aterros sobre solos moles e em reforço de fundações. Além disso, esse autor comenta que entre os sistemas de reforço de fundações envolvendo geossintéticos (geocélula, geogrelha e fibras aleatórias), a geocélula, segundo a literatura e na maior parte das situações, destaca-se com melhor desempenho no reforço, tanto na redução das tensões transmitidas como na diminuição dos deslocamentos esperados. A maior eficiência do reforço com geocélula, deve-se ao sistema de confinamento celular, que, quando comparado a um reforço planar, apresenta rigidez significativamente maior.

O reforço basal com geocélula é particularmente efetivo, quando a camada de solo mole da fundação do aterro é pouco espessa, apresentando uma relação, da largura do aterro para a profundidade do solo mole, maior que quatro (BS 8006, 1995).

Uma vez que as condições de capacidade de carga tenham sido satisfeitas, a força de tração atuando no reforço constituído por geocélula pode ser determinada pelo método proposto por Avesani Neto (2013) ou pelo método de Low (1990) apresentado no item 4.3.1.1.

4.3.4. Ancoragem do reforço

Para que a estabilidade do aterro seja garantida, o comprimento de ancoragem do reforço deve ser corretamente calculado, a partir do ponto de interseção da superfície circular crítica de deslizamento com o reforço, como mostra a **Figura 81**. O comprimento de ancoragem, L_{anc} , para o geotêxtil, geossintético que apresenta a superfície contínua, pode ser obtido por (Palmeira, 1992; Vertematti, 2004):

equação (67)

$$L_{anc} = \frac{F_{anc} T}{\tau_{as} + \tau_{ai}}$$

Em que:

L_{anc} : comprimento mínimo de ancoragem;

F_{anc} : fator de segurança contra a ruptura por deficiência de ancoragem (geralmente $\geq 1,5$);

T : esforço de tração no reforço;

τ_{as} : tensão de aderência na face superior do reforço, item 2.1.6, equação (1);

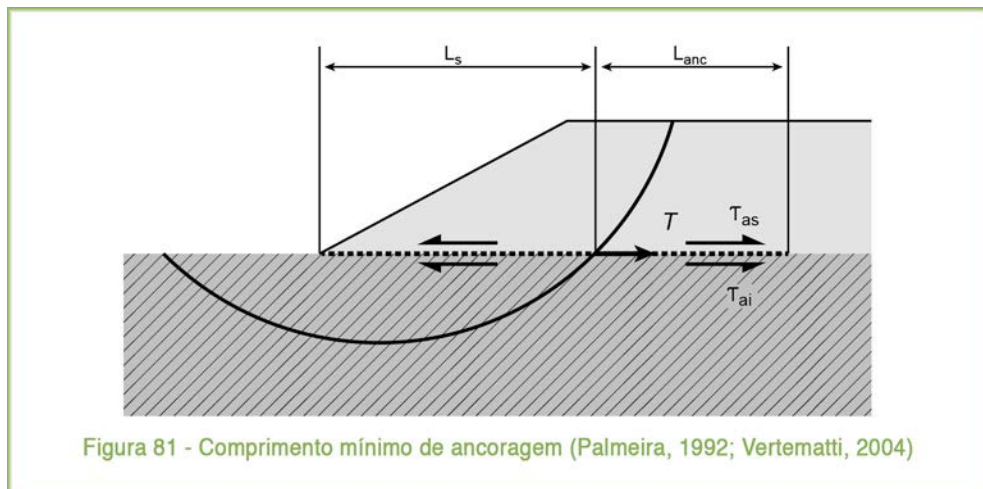


Figura 81 - Comprimento mínimo de ancoragem (Palmeira, 1992; Vertematti, 2004)

Para geossintéticos com superfície descontínua, como as geogrelhas, a penetração do solo compactado nas malhas permite uma maior interação solo/geogrelha, e o cálculo do comprimento de ancoragem deve levar em conta o coeficiente de interação, C_i , item 2.1.6, equação (3).

O comprimento L_s , **Figura 81**, à esquerda da interseção do reforço com a superfície circular crítica, também deve atender às condições de ancoragem, com cálculo e raciocínio similar ao utilizado na equação (59).

Se o comprimento do reforço for insuficiente para atender aos requisitos de ancoragem, pode-se aumentar a resistência, devido à ancoragem do reforço, fazendo-se o envelopamento da camada de aterro, de modo análogo à ferragem no concreto armado (Vertematti, 2004).

4.3.5. Capacidade de carga

Futai (2010) comenta que a determinação da capacidade de carga pela teoria da plasticidade, como foi proposta por Terzaghi, necessita de algum ajuste para ser utilizada em aterros reforçados. O efeito do reforço, nos aterros sobre solos moles, é considerado através do atrito de interface, ou da transmissão de tensões, entre o

aterro e a fundação. A restrição lateral do aterro reforçado é representada por uma fundação rugosa. Esta é a condição-limite superior para os aterros reforçados; por isso, é chamada de aterro perfeitamente reforçado. Jewell (1996) e Rowe & Li (2005) apresentaram soluções para os casos de resistência não drenada constante ou crescente com a profundidade, e quando há ou não limitação da profundidade de plastificação do solo. Para resistência não drenada constante com a profundidade, Jewell (1996) recomenda a utilização da solução de Mandel & Salençon (1969), na qual a altura crítica é obtida pelo ábaco da **Figura 82**, que relaciona $\gamma H_c/S_u$ com X/D , sendo X a distância do pé até a crista do talude. Jewell (1988) fez alguns ajustes e propôs a seguinte equação simplificada para a solução de Mandel & Salençon (1969):

equação (68)

$$N_c = 4 + (1 + \alpha) \frac{X}{D}$$

O valor de N_c não deve ser inferior a 5,14 (teoria de Terzaghi) para fundação lisa ($\alpha = 0$), e a 5,71 para fundação rugosa ($\alpha = 1$).

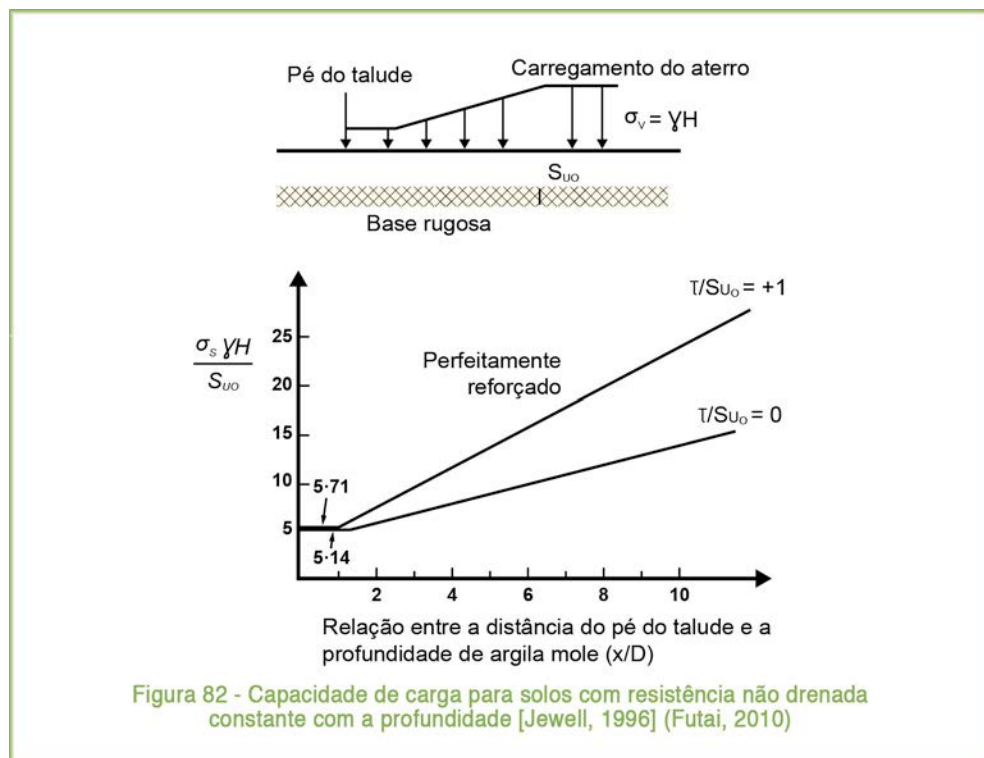


Figura 82 - Capacidade de carga para solos com resistência não drenada constante com a profundidade [Jewell, 1996] (Futai, 2010)

Quando o solo plastificado não é limitado pela profundidade, o fator de capacidade de carga passa de 5,14 (fundação lisa) para 5,71. O valor de N_c com a limitação da profundidade, em aterro perfeitamente reforçado, tem um aumento bem maior em comparação com a fundação lisa.

Para solos moles com resistência não drenada crescente com a profundidade, Futai (2010) apresentou as soluções de Davis & Brooker (1973), sugerida por Jewell (1996), e Rowe & Soderman (1987). As duas soluções são semelhantes, pois relacionam $\rho B/S_u$ com o fator de capacidade de carga para solos com resistência não drenada dada por:

equação (69)

$$S_u = S_{u_0} + \rho z$$

A diferença entre as duas soluções é que Rowe & Soderman (1987) leva em conta o efeito da limitação da profundidade.

Para resistência crescente com a profundidade, Jewell (1988) propôs:

equação (70)

$$N_c = 4 + \frac{(1 + \alpha) X}{D}$$

A solução de Rowe & Soderman (1987) foi formulada para carregamento retangular. Para carregamento trapezoidal, esses autores sugeriram um aumento da capacidade de carga:

equação (71)

$$q_u = N_c S_u + q_s$$

Sendo:

equação (72)

$$FS = \frac{S_{u0}}{\gamma H} \left(4 + \frac{\rho X}{S_{u0}} + 2 \sqrt{\frac{2(1 + \alpha) X H}{S_{u0}}} \right)$$

equação (73)

$$q_s = \frac{n \gamma (h^*)^2}{\alpha X} \quad \text{para } X > n h^*$$

equação (74)

$$q_s = \frac{(2 n h^* - X) \gamma h^*}{2 n h^*} \quad \text{para } X < n h^*$$

Em que:

equação (75)

$$h^* = \frac{2 + \pi S_{u0}}{\gamma}$$

A carga média do aterro é dada por:

equação (76)

$$q_a = \frac{\gamma [B H + (H^2 - h^{*2})]}{b}$$

A profundidade na qual se desenvolve o mecanismo de ruptura pode ser determinada no gráfico de Matar & Seleçon (1977), **Figura 83**.

Futai (2010) comenta que a definição da carga máxima, que o solo de fundação suporta, pode ser determinada pela teoria da plasticidade, na condição de aterro perfeitamente reforçado. Essa teoria pode ser usada para:

- Definir se o uso do reforço é necessário, quando a altura necessária do aterro é maior que a altura de colapso com superfície lisa; e
- Para conhecer a altura máxima do aterro com reforço (aterro perfeitamente reforçado).

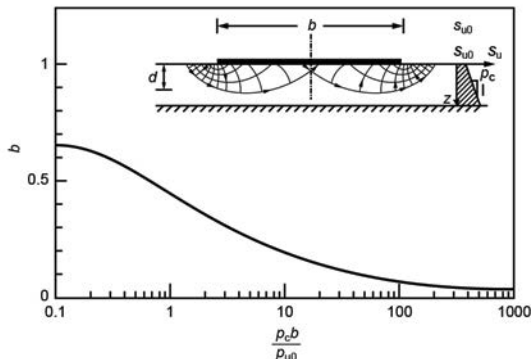


Figura 83 - Profundidade da região plasticificada pela fundação [Matar & Seleçon, 1977] (Futai, 2010)

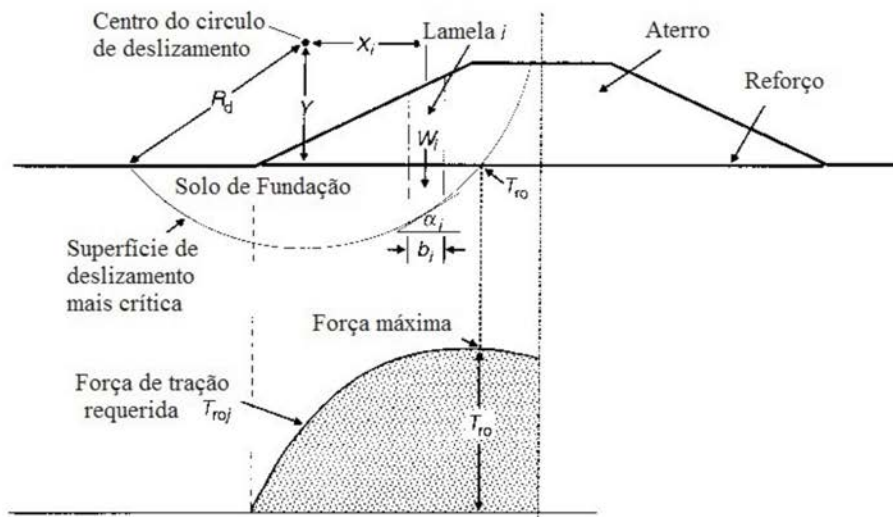
Como a teoria da plasticidade não define a força de tração e a rigidez do reforço, Futai (2010) considerou a interação do aterro, reforço e solo mole de fundação, através do método dos elementos finitos e forneceu subsídios para a utilização do método do equilíbrio-limite para determinação dessa força. Assim, apresentou os seguintes passos para projetar um aterro reforçado sobre solo mole:

- a) Determinar a altura de ruptura de um aterro não reforçado, H_c , (fundação lisa) pela teoria da plasticidade (equação 62 ou 64);
- b) Definir a altura de ruptura de um aterro perfeitamente reforçado, H_u , (fundação rugosa) pela teoria da plasticidade (equação 62, 64 ou 65);
- c) Se a altura desejada for maior que H_c , será necessário usar reforço, e para aterros construídos rapidamente, a altura não pode ultrapassar o limite de H_u ;
- d) Fazer a análise de estabilidade e definir a força no reforço necessária para garantir a estabilidade desejada;
- e) Definir a deformação de compatibilidade e a respectiva rigidez do reforço usando as informações contidas no item 5.6 de Futai (2010);
- f) Verificar a segurança do reforço à ruptura do material.

É importante salientar que, quando o solo é resistente, o reforço sofre uma maior deformação, para que ocorra a estabilidade do sistema solo-reforço; ao contrário, solo menos resistente requer reforço com menor deformação para a compatibilização. Por outro lado, há um ponto a partir do qual o aumento da rigidez não traz nenhum benefício, pois atinge o limite máximo de um aterro perfeitamente reforçado.

4.3.6. Ruptura do talude e do aterro

Conforme a BS 8006 (1995), a ruptura do talude e do aterro, também chamada ruptura rotacional, **Figura 75b**, pode ser analisada através de três métodos mais comuns: superfície de deslizamento, teoria da plasticidade e elementos finitos. O método mais utilizado é a superfície de deslizamento, que analisa a estabilidade rotacional do reforço basal do aterro, e está apresentado na **Figura 84**. O reforço fornece um momento resistente adicional que contribui para o aumento da estabilidade do aterro.



Momento atuante devido o solo e o carregamento:

$$M_D = \left[\sum (f_s W_i + f_q b_i w_{si}) \sin \alpha_i \right] R_d$$

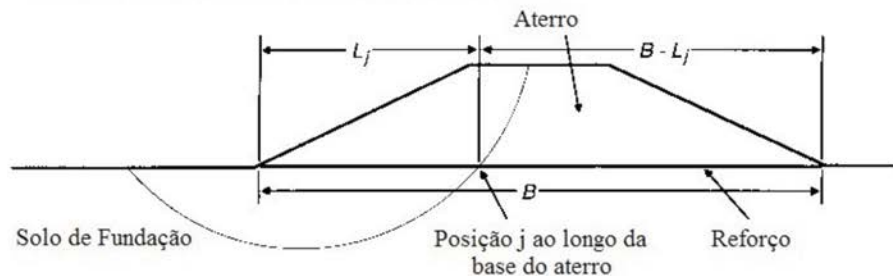
Momento resistente devido o solo:

$$M_{RS} = \left[\sum \left\{ \frac{c'_i}{f_{ms}} b_i \sec \alpha_i + ((W_i + b_i w_{si}) \cos \alpha_i - u_i b_i \sec \alpha_i) \frac{\tan \phi'_{cvi}}{f_{ms}} \right\} \right] R_d$$

Momento resistente devido o reforço:

$$M_{RR} = T_{ro} Y$$

- a) Princípio do uso do método de análise do círculo de deslizamento para determinar a máxima força de tração necessária no reforço basal



- b) Comprimento do reforço na posição j ao longo da base do aterro

Figura 84 - Procedimentos para a avaliação da estabilidade rotacional pela análise do círculo de deslizamento (BS 8006, 1995)

Nesse método é realizada a pesquisa da superfície de deslizamento crítica ao longo da base do aterro, para a determinação da intensidade da tensão de tração no reforço, para a qual é necessário fornecer uma margem de segurança adequada, ver **Figura 84a**. Deve-se tomar cuidado na escolha da forma da superfície potencial de deslizamento para levar em conta a ocorrência de fundação rasa e camadas de solo com resistência variando dentro do solo mole de fundação. A análise pode ser efetuada usando parâmetros de tensão efetiva, levando em conta a pressão neutra, ver **Figura 84a**, no entanto, uma análise baseada nas condições não drenadas é mais simples e geralmente fornece uma solução mais precisa para a estabilidade de curto prazo. Os parâmetros apropriados da resistência não drenada podem ser substituídos nas expressões mostradas na **Figura 84a**.

A força por metro do reforço, T_{roj} , em qualquer ponto j ao longo da base do aterro, **Figura 84a**, pode ser determinada como:

equação (77)

$$T_{roj} Y_j = M_{RRj} = M_{Dj} - M_{RSj}$$

Em que:

Y_j : braço vertical do momento para a superfície crítica de deslizamento no ponto j , ao longo da base do aterro;

M_{RRj} : momento resistente máximo, devido ao reforço no ponto j , ao longo da base do aterro;

M_{Dj} : momento atuante máximo no ponto j , ao longo da base do aterro;

M_{RSj} : momento resistente máximo, devido ao solo no ponto j , ao longo da base do aterro;

A plotagem dos valores de T_{roj} ao longo da base do aterro fornece o desenvolvimento dessa força, **Figura 84a**. A força máxima T_{ro} necessária está localizada onde T_{roj} alcança o máximo.

Para a maioria das geometrias dos aterros é necessário efetuar a análise da superfície de deslizamento em um lado do aterro somente para obter T_{ro} . No entanto, para análise da superfície de deslizamento de aterros grandes e muito baixos, a superfície pode ter que continuar além da linha do centro, para determinar T_{ro} .

Além do método mostrado na **Figura 84a**, os métodos de Bishop e Janbu podem ser modificados para a determinação de T_{ro} .

O reforço deve ter um atrito de interface adequado com o solo adjacente, para assegurar a geração da força T_{roj} . O atrito de interface deve estar presente ao longo do reforço no interior e além da superfície potencial de deslizamento, **Figura 84a**. No interior da superfície de deslizamento:

equação (78)

$$f_n f_p T_{roj} \leq \gamma h \frac{\alpha' \tan \phi'_{CV}}{f_{ms}} L_j + \frac{\alpha'_{bc} c_u}{f_{ms}} L_j$$

Em que:

f_n : fator parcial que governa as consequências de ruptura do aterro sobre solo mole, de acordo com a **Tabela 16**;

f_p : fator parcial para a resistência ao arrancamento do reforço, **Tabela 15**;

T_{roj} : carga por metro no reforço, necessária para manter a estabilidade no ponto j , ao longo da base do aterro;

γ : peso específico do solo do aterro;

h : altura média do aterro sobre o comprimento do reforço L_j ;

α' : coeficiente de interação relativo ao ângulo de atrito solo/reforço $\tan \phi'_{cv}$;

ϕ'_{cv} : ângulo de atrito para maior deformação do aterro na condição de tensão efetiva;

f_{ms} : fator parcial do material aplicado a $\tan \phi'_{cv}$ e c_u , **Tabela 15**;

L_j : comprimento de aderência do reforço, por metro, dentro do arco da superfície de ruptura;

α'_{bc} : coeficiente de interação relacionando a aderência solo/reforço com c_u ;

c_u : resistência ao cisalhamento não drenada do solo mole de fundação adjacente ao reforço.

O comprimento de aderência do reforço necessário além da superfície de deslizamento, pode ser determinado substituindo-se $B - L_j$ por L_j na equação (70), em que B é o comprimento total do reforço através do aterro, **Figura 84b**.

Tabela 16: Categoria da estrutura em relação ao risco de ocorrência de ruptura (BS 8006, 1995)

Categoria	Fator Parcial f_n	Exemplos de tipos de estrutura
1 (Baixo)	Não se aplica	Muros de arrimo e taludes com altura menor que 1,5 m, nos quais a ruptura resultaria em dano mínimo e perda de acesso.
2 (Médio)	1,0	Aterros e estruturas nos quais a ruptura resultaria em dano moderado e perda de serviços.
3 (Alto)	1,1	Encontros de ponte, estruturas suportando autoestradas, ramais e rodovias ou ferrovias principais ou edifícios residenciais, escolas, barragens, muros de contenção e taludes marítimos, muros e taludes fluviais.

4.3.7. Estabilidade local

Conforme a BS 8006 (1995), a estabilidade local do talude do aterro, **Figura 75a**, pode ser verificada como segue:

equação (79)

$$\frac{H}{L_s} \leq \frac{\tan \phi'_{cv}}{f_{ms}}$$

Em que:

H : altura do aterro;

L_S : comprimento horizontal do talude do aterro;

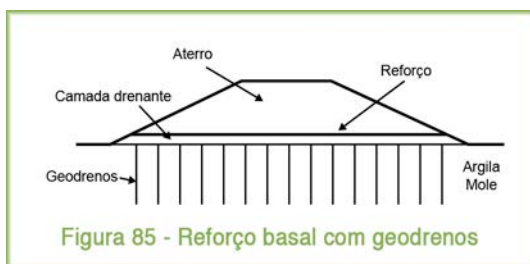
ϕ'_{cv} : ângulo de atrito do solo do aterro sob condições de tensão efetiva, relativo à maior deformação;

f_{ms} : fator parcial do material aplicado a $\tan \phi'_{cv}$, **Tabela 15**.

4.4. Reforço basal e geodreno

Há benefícios técnicos e econômicos quando ocorre uma aceleração do adensamento da camada de solo mole da fundação de um aterro, uma que vez que aumenta a resistência ao cisalhamento do solo. Nesse caso, um reforço com alta resistência à tração e rigidez pode ser utilizado, e o tempo de sollicitação do mesmo reduz à medida que o solo de fundação ganha resistência.

Há vários métodos de aceleração de recalques: estacas de brita, sobrecarga, pré-carregamento com vácuo e geodrenos. A técnica usando geodrenos é mostrada na **Figura 85**.



Na fase construtiva, é recomendável que o reforço seja colocado após a implantação dos geodrenos, para evitar danos ao mesmo. Caso seja necessária a colocação do reforço antes da cravação dos geodrenos, a resistência à tração deste deve ser minorada, devido à ruptura em vários pontos, que muito provavelmente ocorrerá durante a implantação dos geodrenos através do reforço.

O uso de geodrenos acelera o recalque primário da camada mole, devido ao adensamento radial. Futai (2010) desenvolveu uma forma de se calcular o recalque total considerando a contribuição dos adensamentos primário e secundário, na condição de drenagem vertical e radial. Partiu de Carrillo (1942), que propôs o cálculo do grau de adensamento combinado primário pela expressão:

equação (80)

$$(1 - U_p) = (1 - U_{vp})(1 - U_{hp})$$

E dessa expressão indicou que o recalque decorrente do adensamento primário combinado com a drenagem pode ser calculado por:

equação (81)

$$\rho_{p(t)} = U_{p(t)} \rho_{p(t=\infty)}$$

A partir do cálculo de recalque total, para a condição de drenagem puramente vertical, obtém-se o recalque devido ao adensamento secundário:

equação (82)

$$\rho_{s(t)} = U_{T(t)} \rho_{T(t)} - U_{v(t)} \rho_{p(t=\infty)}$$

Assim, o recalque total, que inclui os efeitos combinados do adensamento vertical, radial e do adensamento secundário, pode ser determinado pela expressão:

equação (83)

$$\rho_{(t)} = U_{p(t)} \rho_{p(t=\infty)} + U_{T(t)} \rho_{T(t=\infty)} - U_{v(t)} \rho_{p(t=\infty)}$$

equação (84)

Como: $r = \frac{\rho_p}{\rho_T}$

Obtém-se:

equação (85)

$$\rho_{(t)} = r \rho_{f(t=\infty)} (U_{p(t)} - U_{v(t)} + U_{T(t)} \rho_{T(t=\infty)})$$

Substituindo $U_p(t)$ pela equação (72) de Carrilo (1942), a expressão para o cálculo do recalque fica a seguinte:

equação (86)

$$\rho_{(t)} = \rho_{f(t=\infty)} [r U_{h(t)} (1 - U_{v(t)}) + U_{T(t)}]$$

Futai (2010) comenta que o uso do reforço basal proporciona um aumento da altura do aterro, e quando se considera a drenagem do solo mole, e o ganho de resistência associado, há um aumento muito maior da altura do aterro. Esse autor comenta também que os efeitos da drenagem parcial na interação solo-reforço, durante o período construtivo, só podem ser realizados pelo MEF (Método dos Elementos Finitos). Rowe & Li (2005) verificaram que a condição parcialmente drenada altera, substancialmente, o mecanismo de ruptura e como consequência a compatibilização das deformações também é alterada. Essa verificação foi feita através da simulação da construção de um aterro sem reforço sob condição não drenada, no qual a altura de ruptura que foi de 2,10 metros, chegou a 3,5 metros com a utilização de reforço com rigidez $J > 4.000$ kN/m. No entanto, ao ser considerada a drenagem parcial com $J > 6.000$ kN/m, a altura do aterro poderia

chegar a 4,8 metros. Esse ganho de altura está relacionado ao aumento da força no reforço, devido à variação da compatibilidade das deformações, nas condições não drenada e parcialmente drenada. Os resultados da pesquisa de Rowe & Li (2005) são muito importantes porque demonstram que não é apenas o ganho de resistência do solo, devido ao adensamento, que contribui para aumentar a altura de ruptura do aterro sobre solo mole, mas há também uma grande contribuição do reforço, podendo-se usar mais da sua capacidade.

O uso dos geodrenos associado com aterros reforçados é prática comum na engenharia geotécnica, no entanto, não há metodologia simples associando o efeito combinado do adensamento com a compatibilização das deformações entre o solo e o reforço.

Futai (2010) cita que Rowe & Li (2005) fizeram uma simulação do uso de geodreno associado ao reforço na construção de um aterro reforçado. Consideraram o geodreno espaçado a cada 2 metros e velocidade de construção de 2 metros/mês. Nesse estudo, o aterro não reforçado tinha altura-limite de 2,80 metros, a qual aumentou para 3,40 metros ao se utilizar um reforço com $J = 250 \text{ kN/m}$. Para reforços com rigidez maior que 500 kN/m não houve ruptura por capacidade de carga.

O aumento da deformação de compatibilidade e consequente aumento da altura de ruptura estão relacionados ao ganho de resistência do solo e à alteração do mecanismo de plastificação do solo. Rowe & Li (2005) fizeram análises pelo MEF (Método dos Elementos Finitos) para dois outros aterros construídos com geodrenos espaçados de 2 metros, com velocidade de alteamento de 2 metros/mês, com reforço de rigidez $J = 2.000 \text{ kN/m}$, e duas alturas finais: 4,40 metros e 6,50 metros. O uso do geodreno proporcionou um aumento médio da resistência não drenada quase uniforme ao longo da profundidade. O ganho no centro do aterro foi uniforme, conforme esperado. Abaixo do talude o ganho varia proporcionalmente à sua posição.

O ganho de resistência pode ser considerado de forma simplificada com base no grau de adensamento médio, tratado no Capítulo 3 de Futai (2010), sendo possível, inclusive, considerar os efeitos do adensamento secundário, como nas equações (72) a (78). Rowe & Li (2005) sugeriram o método Shansep para calcular analiticamente o ganho de resistência pela expressão:

equação (87)

$$\Delta S_{uc} = \alpha (\sigma'_{vo} + H \gamma_{aterro} \bar{U}) - S_{uo}$$

E para a região do talude, Li & Rowe (2005) propuseram:

equação (88)

$$\Delta S_{uf} = \beta (\sigma'_{mi} + \gamma_{aterro} H I_q \bar{U}_f) - S_{uo}$$

Sendo:

σ'_{mi} : tensão efetiva média inicial;

I_g : fator de influência para a tensão total média, que pode ser calculada por ábacos da Teoria da Elasticidade;
 α : constante de cada solo;
 U_f : grau de adensamento médio na posição analisada.

equação (89)

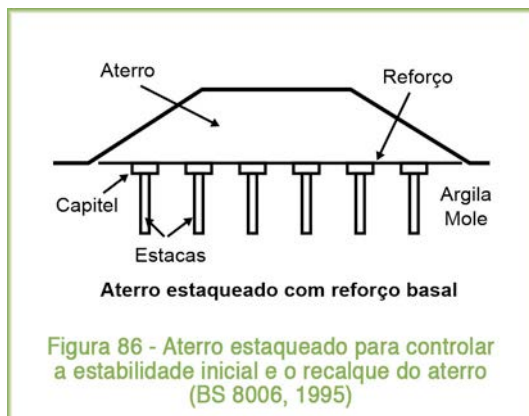
$$\beta = \frac{3}{1 + 2 k'_o} \alpha$$

Os estudos de Rowe & Li (2005) mostraram também que as deformações no reforço continuam aumentando após o término da construção do aterro. Futai (2010) ressalta que essa constatação merece atenção especial, pois indica que a maior sollicitação do reforço ocorre algum tempo depois, e não no final da construção do aterro. O tempo no qual se dará a máxima deformação dependerá das características de adensamento do solo e das condições de drenagem. Rowe & Li (2005) admitiram que as deformações pós-construção podem aumentar em até três vezes. Portanto, em alguns aterros, se esta consideração não for levada em conta, a deformação poderá exceder a deformação-limite e haverá ruptura do reforço.

4.5. Aterros sobre estacas

Este item foi extraído integralmente da (BS 8006, 1995).

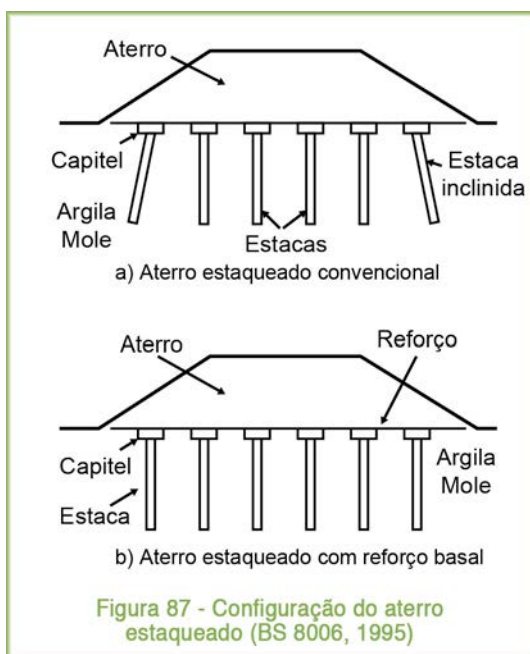
Existem várias formas de aumentar a resistência ao cisalhamento do solo mole de fundação e controlar os recalques pós-construção, entre as quais: drenagem, “grouting”, estaqueamento e troca de solo. O estaqueamento permite que aterros sejam construídos em qualquer velocidade (supondo aterro estável) e sem limitação de altura, e com controle de recalques pós-construção. O reforço basal pode ser usado para distribuição de carga através dos blocos de capeamento das estacas (capitéis), e maximizar os benefícios econômicos das estacas cravadas no solo mole da fundação, **Figura 86**.



4.5.1. Princípios do projeto de aterros estaqueados com reforço basal

Vários tipos de estacas podem ser usados para fundação de aterros: estacas de concreto cravadas ou moldadas no local, colunas de concreto ou de brita, colunas “injected grout”, estacas de areia. Assume-se que toda a carga do aterro será transferida para as estacas, instaladas numa camada resistente. Conseqüentemente, o desempenho do aterro e as características do solo mole da fundação terão que ser considerados somente em relação ao tipo de estaca utilizado e a sua instalação.

O reforço basal colocado ao longo dos capitéis ou blocos de capeamento das estacas tem a função de transferir a carga do aterro para as estacas. O reforço basal permite que o espaçamento entre as estacas seja aumentado e as dimensões dos capitéis reduzidas. Além disto, o reforço neutraliza o empuxo horizontal do aterro e elimina a necessidade de estacas inclinadas nas extremidades do grupo, **Figura 87**.



4.5.2. Mecanismos de instabilidade

Deve ser verificada a estabilidade do aterro estaqueado quanto aos seguintes mecanismos:

- Capacidade do grupo de estacas, **Figura 88a**;
- Dimensão do grupo de estacas, **Figura 88b**;
- Carga vertical atuante nas cabeças das estacas, **Figura 88c**;
- Estabilidade do aterro ao deslizamento lateral, **Figura 88d**;
- Estabilidade geral, **Figura 88e**.

Os estados limite de desempenho que devem ser considerados são:

- Deformação excessiva no reforço, **Figura 89a**;
- Recalque das estacas de fundação. **Figura 89b**.

A carga de tração por metro, T_r , no reforço basal, no estado-limite último:

- Na direção ao longo do comprimento do aterro, a carga de tração máxima deve ser a carga necessária para transferir a carga vertical do aterro para os capitéis, T_{rp} , item 4.5.5.
- Na direção transversal a largura do aterro a carga de tração máxima deve ser a soma da carga necessária para transferir a carga do aterro para os capitéis T_{rp} , item 4.5.5 e a carga necessária para resistir o deslizamento lateral, T_{ds} , item 4.5.6.

Para assegurar que o estado-limite último, que governa a ruptura do reforço seja inferior a vida de serviço projetada para o reforço, a seguinte condição deve ser observada:

equação (90)

$$\frac{T_{req}}{f_n} \geq T_r$$

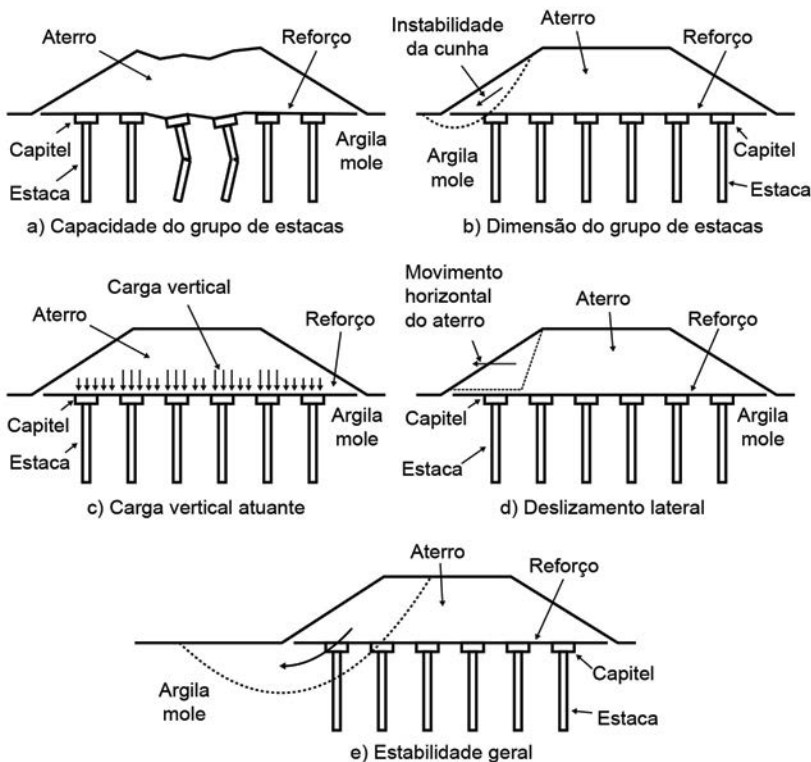
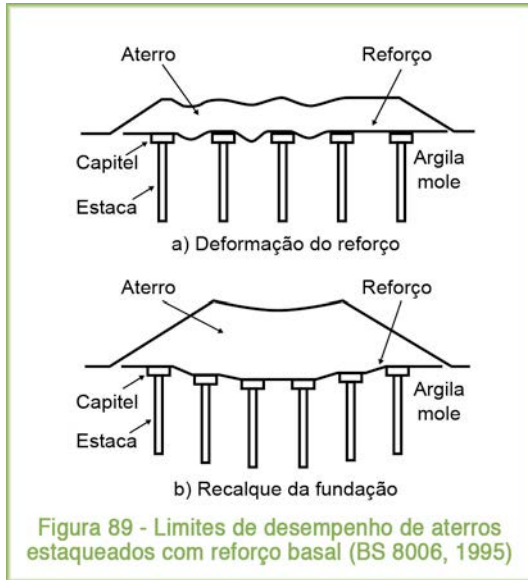


Figura 88 - Verificação da estabilidade de aterros estaqueados com reforço basal (BS 8006, 1995)



Em que:

T_{req} : resistência do reforço especificada no projeto, calculada de acordo com os itens 2.2 e 2.4;

f_n : fator parcial que governa as consequências de ruptura do aterro sobre solo mole, **Tabela 16**;

Para assegurar que a força de tração no estado-limite ultimo se desenvolva no reforço basal, é necessário que haja uma aderência adequada entre o reforço e o solo adjacente.

Para cada força de tração no estado-limite que for determinada, a aderência do reforço deve ser verificada, para garantir a geração da força de tração no estado-limite ultimo no reforço, item 4.5.7.

A deformação máxima admissível no estado-limite, para o bom desempenho do aterro, ϵ_{max} deve ser determinada como indicado no item 4.5.9.

4.5.3. Capacidade do grupo de estacas

A capacidade de carga do grupo de estacas deve ser calculada pelos métodos usuais da geotecnia, e deve ser incluído a redução da capacidade de carga devido à ação do grupo, **Figura 88a**. Se as estacas forem cravadas em forma de malha quadrada, o espaçamento máximo entre estacas, s , é obtido por:

equação (91)

$$s = \sqrt{\frac{Q_p}{(f_{is} y H + f_q w_s)}}$$

Em que:

Q_p : carga admissível suportada por cada estaca do grupo;
 f_{fs} : fator parcial para o peso específico do solo, Tabela 15;
 γ : peso específico do solo do aterro;
 H : altura do aterro;
 f_q : fator parcial para cargas externas aplicadas, Tabela 15;
 w_s : sobrecarga.

4.5.4. Dimensões do grupo de estacas

A área estaqueada deve se estender até uma distância além da borda da crista do aterro, para assegurar que qualquer recalque diferencial ou instabilidade fora da área estaqueada não afete a estabilidade da sua crista e talude, **Figura 88b**. O limite da borda do capitel da estaca periférica do grupo em relação ao pé do talude do aterro é obtido por:

equação (92)

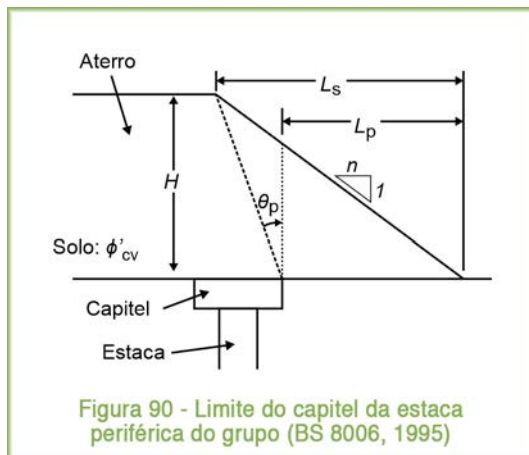
$$L_p = H (n - \tan \theta_p)$$

Em que:

L_p : distância horizontal entre a borda do capitel da estaca periférica e o pé do talude, **Figura 90**;
 H : altura do aterro;
 n : inclinação do talude
 θ_p : ângulo vertical entre a borda do capitel da estaca periférica e a borda da crista do aterro, **Figura 90**.

Em que:

ϕ'_{cv} refere-se ao solo do aterro : $\theta_p = 45^\circ - \frac{\phi'_{cv}}{2}$



4.5.5. Transferência da carga vertical do aterro

As cargas do aterro são transmitidas para as estacas conforme a **Figura 88c**. Para que não ocorram deformações diferenciais na superfície do aterro (que podem ser problemáticas para aterros com pouca altura), recomenda-se que a relação entre a altura do aterro e o espaçamento dos capitéis (cabeças das estacas) seja:

equação (93)

$$H \geq 0,7 (s - a)$$

Em que:

a : dimensão dos capitéis (supondo as bordas dos capitéis oferecem suporte adequado);

s : espaçamento entre as estacas;

H : altura do aterro.

Devido às significantes diferenças de características de deformação que existem entre as estacas e o solo mole de fundação, a distribuição da tensão vertical através da base do aterro não é uniforme. O arqueamento do solo entre os capitéis das estacas adjacentes induz tensões verticais maiores nos capitéis do que no solo de fundação. A razão da tensão vertical exercida no topo dos capitéis para a tensão vertical média na base do aterro (p'_c/σ'_v) pode ser estimada pela fórmula de Marston:

equação (94)

$$\frac{p'_c}{\sigma'_v} = \left(\frac{C_c a}{H}\right)^2$$

Em que:

p'_c : tensão vertical nos capitéis;

σ'_v : tensão vertical média na base do aterro igual a ($f_{fs} \gamma H + f_q w_s$);

γ : peso específico do solo do aterro;

H : altura do aterro;

w_s : sobrecarga uniformemente distribuída;

a : dimensões (ou diâmetro) do capitel;

C_c : coeficiente de arqueamento, **Tabela 17**.

Tabela 17: Coeficiente de arqueamento C_c para reforço basal de aterros estaqueados (BS 8006, 1995)

Tipo de estaca	Coeficiente de arqueamento
Estacas com resistência de ponta	$C_c = \frac{1,95 H}{a - 0,18}$
Estacas de atrito e outras	$C_c = \frac{1,5 H}{a - 0,07}$

A carga distribuída, W_T , entre os capitéis adjacentes, suportada pelo reforço pode ser determinada:

equação (95)

Para $H > 1,4 (s - a)$:

$$W_T = \frac{1,4 s f_{fs} \gamma (s - a)}{s^2 - a^2} \left[s^2 - a^2 \left(\frac{p'_c}{\sigma'_v} \right) \right]$$

equação (96)

Para $0,7 (s - a) \leq H \leq 1,4 (s - a)$:

$$W_T = \frac{s (f_{fs} \gamma H + f_q w_s)}{s^2 - a^2} \left[s^2 - a^2 \left(\frac{p'_c}{\sigma'_v} \right) \right]$$

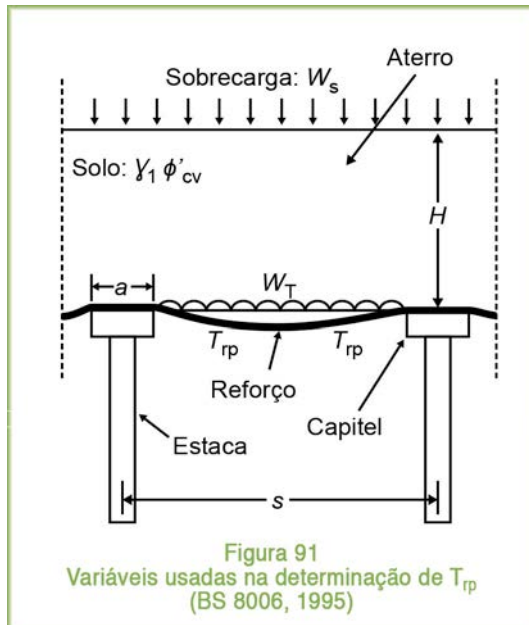
Se $\frac{s^2}{a^2} \leq \frac{p'_c}{\sigma'_v}$ então $W_T = 0$.

Em que:

W_T : carga vertical distribuída atuando no reforço entre os capitéis adjacentes, **Figura 91**.

f_{fs} : fator parcial para o peso específico do solo, **Tabela 15**;

f_q : fator parcial para cargas externas aplicadas, **Tabela 15**.



Para reforço flexível (por exemplo, os poliméricos) a força de tração T_{rp} , por metro, gerada no reforço e resultante da carga distribuída W_T é:

equação (97)

$$T_{rp} = \frac{W_T (s - \alpha)}{2 \alpha} \sqrt{1 + \frac{1}{6 \varepsilon}}$$

Em que:

T_{rp} : força de tração no reforço, **Figura 91**;

ε : deformação no reforço.

A equação (89) tem duas incógnitas T_{rp} e ε . Resolve-se para T_{rp} levando em conta a deformação máxima admissível, item 4.5.9 e estendendo-se as características força/deformação do reforço a diferentes níveis de carga.

A força de tração, T_{rp} , desenvolve-se à medida que o reforço deforma sob o peso do aterro, que geralmente ocorre durante a construção. Quando o reforço não pode deformar durante a construção, o reforço não absorverá a carga aplicada até a fundação recalcar. A equação (89) para T_{rp} é apropriada para aqueles reforços que se deformam durante o carregamento, como os poliméricos (flexíveis).

4.5.6. Deslizamento lateral

O reforço deve resistir a força horizontal devido ao deslizamento lateral do aterro. **Figura 88d**. A força de tração gerada no reforço deve provocar uma deformação compatível com o movimento lateral admissível da estaca, eliminando assim a necessidade de estacas inclinadas. A força de tração no reforço, T_{ds} , necessária para resistir ao empuxo ativo do aterro, conforme a Figura 92, é:

equação (98)

$$T_{ds} = 0,5 K_a (f_{fs} \gamma H + 2 f_q w_s) H$$

Em que:

T_{ds} : força de tração por metro no reforço necessária para resistir o empuxo lateral do solo do aterro;

$K_a = \frac{\tan^2 (45^\circ - \frac{\phi'_{cv}}{2})}{2}$: coeficiente de empuxo ativo;

H : altura do aterro;

γ : peso específico do solo do aterro;

w_s : sobrecarga no topo do aterro;

f_{fs} : fator parcial para o peso específico do solo, **Tabela 15**;

f_q : fator parcial para cargas externas aplicadas, **Tabela 15**.

Para gerar a força de tração T_{ds} no reforço, o solo do aterro não deve deslizar para fora sobre o reforço, **Figura 92**. Para evitar o deslizamento horizontal, o comprimento mínimo de aderência do reforço, L_e , deve ser:

equação (99)

$$L_e \geq \frac{0,5 K_a H (f_{is} \gamma H + 2 f_q w_s) f_s f_n}{\gamma h \frac{\alpha' \tan \phi'_{cv}}{f_{ms}}}$$

Em que:

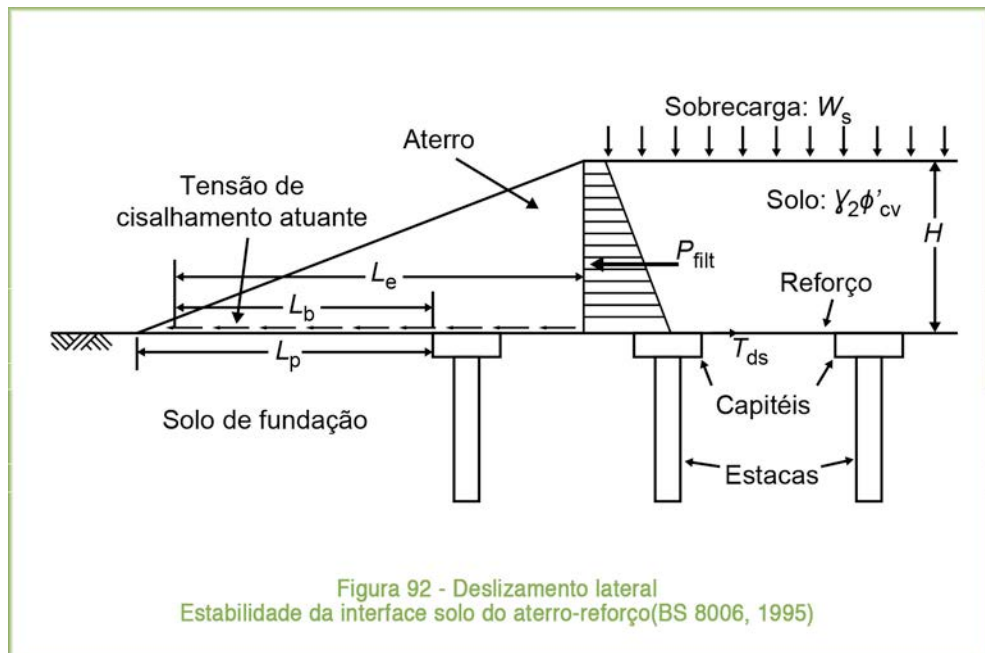
f_s : fator parcial para a resistência ao deslizamento do reforço, **Tabela 15**;

f_n : fator parcial que governa as consequências de ruptura do aterro sobre solo mole, **Tabela 16**;

h : altura média do aterro acima do comprimento do reforço, L_e ;

α' : coeficiente de interação relacionando o ângulo de atrito da interface solo/reforço com $\tan \phi'_{cv}$;

ϕ'_{cv} : ângulo de atrito do solo do aterro sob condições de tensão efetiva, relativo à maior deformação;



f_{ms} : fator parcial do material aplicado a $\tan \phi'_{cv}$, **Tabela 15**;

A estabilidade local do solo do aterro também deve ser verificada, conforme o item 4.3.7.

4.5.7. Aderência do reforço

O reforço deve ter uma aderência adequada ao solo nas extremidades da área estaqueada, para assegurar que as forças de tração máximas do estado-limite possam ser geradas (ao longo da largura e do comprimento do aterro) entre as duas linhas de estacas periféricas. Na largura do aterro o reforço deve se estender até uma distância mínima, além da última linha das estacas da periferia, dada por:

equação (100)

$$L_b \geq \frac{f_n f_p (T_{rp} + T_{ds})}{\gamma h \left(\frac{\alpha'_1 \tan \phi'_{cv1}}{f_{ms}} + \frac{\alpha'_2 \tan \phi'_{cv2}}{f_{ms}} \right)}$$

Em que:

L_b : comprimento necessário de aderência do reforço, além da última linha das estacas da periferia, na largura do aterro, **Figura 92**;

f_n : fator parcial que governa as consequências de ruptura do aterro sobre solo mole, **Tabela 16**;

f_p : fator parcial para a resistência ao arrancamento do reforço, **Tabela 15**;

T_{rp} : força de tração no reforço, determinada de acordo com o item 4.5.5;

T_{ds} : força de tração por metro no reforço, necessária para resistir o empuxo lateral do solo do aterro, determinada de acordo com o item 4.5.6;

h : altura média do aterro acima do comprimento do reforço, L_e ;

γ : peso específico do solo do aterro;

α'_1 : coeficiente de interação relacionando o ângulo de atrito da interface solo/reforço com $\tan \phi'_{cv1}$, de um lado do reforço;

α'_2 : coeficiente de interação relacionando o ângulo de atrito da interface solo/reforço com $\tan \phi'_{cv2}$, do lado oposto do reforço;

f_{ms} : fator parcial do material aplicado a $\tan \phi'_{cv}$, **Tabela 15**.

Ao longo do comprimento do aterro, o reforço deve se estender até uma distância mínima, além da última linha das estacas da periferia, dada por:

equação (101)

$$L_b \geq \frac{f_n f_p T_{rp}}{\gamma h \left(\frac{\alpha'_1 \tan \phi'_{cv1}}{f_{ms}} + \frac{\alpha'_2 \tan \phi'_{cv2}}{f_{ms}} \right)}$$

Dependendo da geometria do aterro, pode ser difícil determinar o comprimento de aderência adequado na extremidade das estacas mantendo o reforço no alinhamento horizontal, como mostrado na **Figura 92**. Uma solução para resolver essa questão é usar uma linha de StrataSlope® ou de Geobloco® H, funcionando como um muro de peso, ao longo do topo da última linha de estacas. O reforço é colocado envelopando a linha de blocos, para atingir o comprimento de aderência necessário.

4.5.8. Estabilidade geral

A estabilidade geral do aterro estaqueado deve ser analisada pelos métodos convencionais de análise de estabilidade, modificados para levar em conta a presença das estacas de fundação e o reforço basal, **Figura 88e**. A análise pode ser realizada usando parâmetros de tensão efetiva, levando em conta a pressão neutra, **Figura 93**, no entanto, uma análise de estabilidade de curto prazo deve considerar as condições não drenadas.

Para assegurar a estabilidade a expressão seguinte deve ser satisfeita em todos os pontos ao longo da base do aterro:

equação (102)

$$M_D \leq M_{RS} + M_{RP} + M_{RR}$$

Em que:

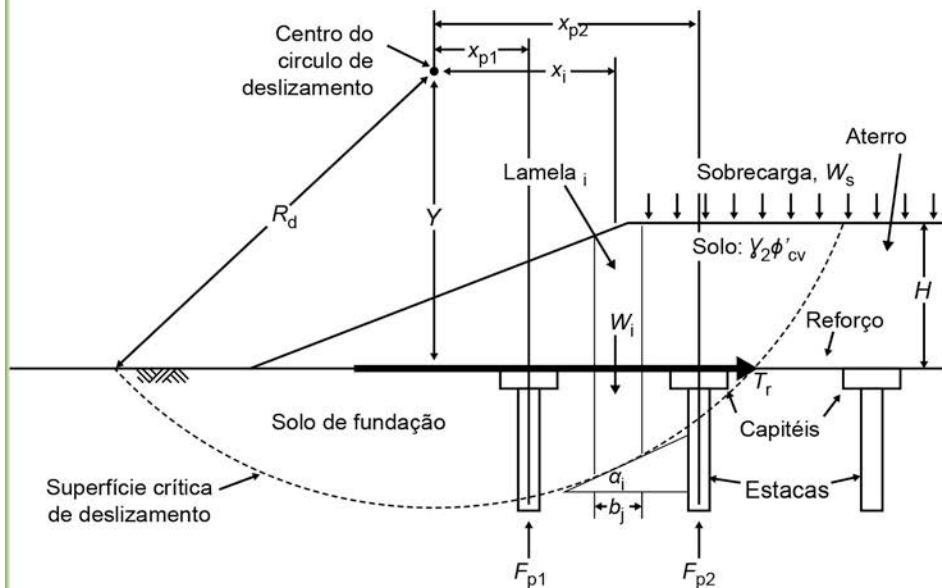
M_D : momento atuante em todos os pontos ao longo da base do aterro, **Figura 93**;
 M_{RS} : momento resistente devido ao solo, em todos os pontos ao longo da base do aterro, **Figura 93**;

M_{RP} : momento resistente devido as estacas, em todos os pontos ao longo da base do aterro, **Figura 93**;

M_{RR} : momento resistente devido ao reforço, em todos os pontos ao longo da base do aterro, **Figura 93**;

4.5.9. Deformação do reforço

A deformação máxima admissível no reforço, ε_{max} , deve ser limitada para assegurar que não ocorram recalques diferenciais na superfície do aterro, **Figura 89a**, o que pode causar problemas em aterros de pouca altura, nos quais o arqueamento do solo não pode se desenvolver totalmente.



Momento atuante devido ao solo e carregamento:

$$M_D = [\sum (f_{fs} W_i + f_q b_i w_{si}) \sin \alpha_i] R_d$$

Momento resistente devido ao solo:

$$M_{RS} = \left[\sum \left\{ \frac{c'_i}{f_{ms}} b_i \sec \alpha_i + ((W_i + b_i w_{si}) \cos \alpha_i - u_i b_i \sec \alpha_i) \frac{\tan \phi'_{cvi}}{f_{ms}} \right\} \right] R_d$$

Momento resistente devido às estaca:

$$M_{RP} = F_{p1} X_{p1} + F_{p2} X_{p2}$$

Momento resistente devido ao reforço:

$$M_{RR} = T_r Y$$

Figura 93 - Variáveis usadas na análise de estabilidade geral de aterros estaqueados com reforço basal (BS 8006,1995)

A deformação de tração inicial no reforço precisa gerar uma força de tração. Um limite superior prático de deformação de 6% deve ser imposto para assegurar que todas as cargas do aterro sejam transferidas para as estacas. Para aterros de pequena altura, esse limite superior de deformação pode ser reduzido, para prevenir movimentos diferenciais na superfície do aterro.

A deformação de longo prazo (devido ao “creep”) do reforço deve ser estabelecida como mínima, para assegurar que as deformações localizadas, de longo prazo, não ocorram na superfície do aterro. O projeto deve especificar uma deformação máxima devido ao “creep” de 2% durante a vida de serviço do aterro.

4.5.10. Recalque da fundação

O projeto da fundação estacada deve garantir que não ocorra qualquer tipo de recalque, **Figura 89b**. A ocorrência de recalques pode afetar o desempenho do aterro devido:

- a) a possíveis recalques diferenciais entre o aterro estacado e estruturas adjacentes; e
- b) ao aumento da força de tração no reforço de base.

Para evitar recalques da fundação, o projeto das estacas deve ser realizado com muito critério.

5. Reforço de fundação

5.1. Introdução

Este item está integralmente baseado no texto exposto no Manual Brasileiro de Geossintéticos, Capítulo 4.6 (Vertematti, 2004) , que comentam que projetos de fundações diretas, em locais de solos com baixa capacidade de suporte, podem exigir a troca destes, para melhoria da capacidade de carga. A troca de solo pode ser total ou parcial, e para uma melhora mais efetiva pode-se reforçá-lo com uma ou mais camadas de geossintéticos.

O reforço de fundações diretas com geossintéticos não é prática comum no Brasil, nem internacionalmente. Apesar de diversos estudos em modelos numéricos, modelos reduzidos e modelos em centrífugas mostrarem ganhos de desempenho significativos das fundações reforçadas, em relação a fundações diretas convencionais, a implementação dessa prática em obras, ainda encontra resistência no meio técnico, provavelmente pela falta de experiência prática e de um histórico de obras executadas.

5.2. Histórico das pesquisas realizadas

Para solos com boa capacidade de suporte, as fundações diretas são o tipo mais utilizado, pela facilidade construtiva, dispensa de equipamentos especiais e menor

custo. No entanto, quando o solo de fundação não possui capacidade de carga adequada (alta deformabilidade e baixa resistência ao cisalhamento), a fundação direta deixa de ser vantajosa e o usual é projetar fundações profundas.

O uso de geossintéticos no reforço de fundações diretas tem o objetivo de permitir a sua utilização em situações nas quais as fundações diretas convencionais não são viáveis tecnicamente. Os geossintéticos como reforço de fundações diretas têm um paralelo bem próximo de reforços geossintéticos em rodovias, como a proposta apresentada por Giroud e Noiray (1981). Nesse estudo, os autores avaliam a redução da espessura dos lastros de vias não pavimentadas devido à instalação de geossintéticos na sua base. Os estudos são baseados em ensaios e avaliações teóricas e mostram reduções da espessura do lastro variando de 20 a 60%.

Khing et al. (1994) realizaram estudos em modelos reduzidos, simulando sapatas apoiadas em camadas de areia sobrepostas a solos argilosos moles. Os resultados mostraram ganhos de 20 a 25% na capacidade de carga, para uma camada única de reforço. Manjunath e Dewaikar (1996), apresentaram dados obtidos em modelos reduzidos, com arranjo similar aos modelos estudados por Khing et al. (1994), mostraram melhora crescente da capacidade de carga em função da inclinação da carga aplicada. A melhora foi de 30% para cargas verticais, e de 52% para cargas com inclinação de 15°.

Nataraj et al. (1996) fizeram simulações numéricas variando as dimensões das fundações, a quantidade e as dimensões dos reforços com geossintéticos. Os resultados mostraram ganhos de capacidade de carga de 25 a 70% e indicaram ganhos maiores para fundações com dimensões menores.

Pospisil e Zednik (2002) apresentaram resultados de ensaios em modelos reduzidos, que indicaram melhora da capacidade de carga da ordem de 30 a 40 %, para solos reforçados com apenas uma camada de geossintético. Esses autores concluíram que a eficiência do reforço está relacionada à distância entre o reforço e a fundação, uma vez que a partir de certa profundidade, a influência do reforço passa a ser desprezível.

A publicação Recomendações para Reforço com Geossintéticos – EBGeo (DGGT, 1997) apresenta uma metodologia de dimensionamento para reforço de fundação com geossintéticos, e está resumida no item 4.6.3.

5.3. Dimensionamento de reforço de fundações

Os conceitos básicos são praticamente os mesmos apresentados por Giroud e Noiray (1981).

Conforme a EBGeo (DGGT, 1997), as fundações reforçadas com geossintéticos têm a configuração apresentada na **Figura 94**.

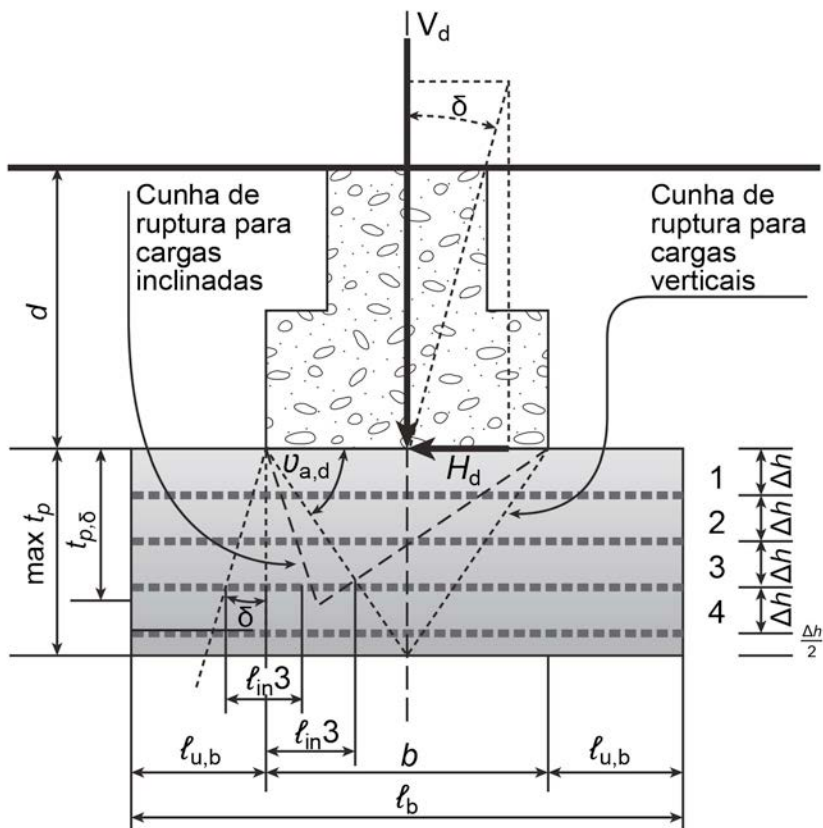


Figura 94 - Configuração de uma fundação reforçada com geossintéticos EBGEO [DGGT, 1997], (Vertematti, 2004)

A EBGEO (DGGT, 1997) recomenda que sejam efetuadas as seguintes verificações de estados-limite:

Estabilidade externa

Essa verificação é realizada pelo método convencional, tomando-se como superfície de apoio a base da camada de solo reforçado.

Estabilidade interna

Essa verificação inclui a ruptura da camada de reforço.

A norma alemã DIN V 4017-100 apresenta um roteiro de cálculo para a capacidade de carga de uma fundação reforçada com geossintético. As recomendações

EBGEO apresentam uma forma de acrescentar a parcela resistente à capacidade de carga da fundação, devido à inclusão do reforço geossintético.

O princípio do método de cálculo é o do equilíbrio de cunhas, bastante simplificado e mostrado na **Figura 94**. O acréscimo de carga proporcionado pela inclusão das camadas de geossintéticos é dado por:

equação (103)

$$\Delta Q = \frac{\cos \phi'_{F,K} \cos \delta}{\cos (\vartheta_{a,d} - \delta)} \sum_{i=1}^n F_{i,d}$$

e

equação (104)

$$\vartheta_{a,d} = \text{arc cot} \left(\sqrt{(1 + \tan^2 \phi'_{F,K}) \frac{\tan \phi'_{F,K} - \tan \delta}{\tan \phi'_{F,K} + \tan \delta}} - \tan \phi'_{F,K} \right)$$

Em que:

ΔQ : acréscimo de capacidade de carga devido ao reforço com geossintéticos;
 δ : inclinação da carga Q atuante na sapata;
 i : numeração das camadas de geossintéticos, de baixo para cima;
 $\phi'_{F,K}$: ângulo de atrito efetivo do solo reforçado;
 $\vartheta_{a,d}$: ângulo que define a cunha de ruptura, **Figura 94**;
 $F_{i,d}$: força proveniente de cada uma das camadas de reforço, i , cujo valor é limitado pela resistência à ruptura ou pela força de arrancamento do reforço.

A capacidade de carga final da sapata será:

equação (105)

$$Q'_{p,d} = Q_{p,d} + \Delta Q$$

Em que:

$Q_{p,d}$: capacidade de carga da sapata apoiada na camada de solo sem reforço geossintético;
 $Q'_{p,d}$: capacidade de carga da sapata apoiada na camada de solo reforçada com geossintéticos.

A força de arrancamento atuante em cada uma das camadas de geossintético é calculada por:

Em que:

equação (106)

$$F_{Ai,d} = 2 f_{sg,d} \left(\frac{V_d}{b l_{in,i}} + \sigma_{v,i} l_{u,b} \right)$$

$F_{Ai,d}$: resistência ao arrancamento da camada de geossintético i ;

$f_{sg,d}$: coeficiente de atrito de interface geossintético/solo;

b : largura da sapata;

V_d : componente vertical da carga atuante na sapata;

H_d : componente horizontal da carga atuante na sapata;

$l_{in,i}$: comprimento do geossintético sob a área de atuação da sapata =

$$(cot \vartheta_{a,d} + tan \delta \Delta h_i);$$

$\sigma_{\vartheta,i}$: tensão vertical atuante no geossintético fora da área de projeção da sapata =

$$(\gamma \Delta h_i + \gamma_u d);$$

$l_{u,d}$: comprimento do geossintético fora da área de projeção da sapata =

$$\frac{[1 (l_b - b)]}{2};$$

γ : peso específico do solo reforçado;

γ_u : peso específico do solo de reaterro;

d : espessura da camada de reaterro;

Δh : espaçamento vertical entre camadas de geossintético;

t_p : espessura total da camada de solo reforçado;

n_B : número de camadas de geossintéticos;

l_b : largura total do geossintético = $(b + 2 l_{u,b})$.

O espaçamento entre as camadas de geossintético deve obedecer às relações:

equação (107)

$$0,15 m \leq \Delta h \leq 0,40 m \text{ e } \Delta h \leq 0,50 b$$

A largura total dos reforços geossintéticos deve obedecer a relação:

equação (108)

$$(b + 5\Delta h) < l_b \leq 2b$$

A profundidade total da camada reforçada, t_p , é calculada como:

equação (109)

$$t_p = (n_B + 0,5) \Delta h$$

e,

equação (110)

$$t_p \geq 2,5 \Delta h$$

e,

equação (111)

$$t_p \leq \left(\frac{B}{2} \right) \tan \frac{(45^\circ + \phi'_{F,k})}{2}$$

Essa sequência de cálculo deve ser utilizada em conjunto com a norma alemã DIN V 4017-100 para o cálculo da capacidade de carga de fundações apoiadas em camadas de solo reforçado, sobrepostas a camadas de baixa capacidade de suporte. Por essa razão, sua aplicação não é recomendada em projetos gerais de fundação direta, devendo ser utilizada somente nos casos muito específicos e bem definidos.

Para dimensionamento de fundação com reforço geossintético, Vertematti, 2004 recomendam o seguinte roteiro:

a) Capacidade de carga

Utilizar o método do equilíbrio-limite considerando os reforços, quanto à sua resistência à tração e rigidez, e sua resistência ao arrancamento.

b) Recalques

Utilizar métodos de cálculo convencionais, como, por exemplo, a Teoria da Elasticidade.

Como as camadas de solo reforçado de fundações diretas são pouco espessas em relação ao solo mole sotoposto, as verificações de recalques podem se restringir à camada inferior de solo mole, devendo-se somente avaliar a distribuição de tensões no topo da camada de solo mole.

Referências

ASTM A 82 (2007): “Standard Specification for Steel Wire, Plain, for Concrete Reinforcement”, American Society for Testing and Materials.

ASTM A 185 (2007): “Standard Specification for Steel Welded Wire Reinforcement, Plain, for Concrete”, American Society for Testing and Materials.

ASTM D 5321 (1997): “Standard Test Method for Determining the Coefficient of Soil and Geosynthetic or Geosynthetic and Geosynthetic Friction by the Direct Shear Method”, American Society for Testing and Materials. Test method under the jurisdiction of ASTM Committee D-35 on Geosynthetics and direct responsibility of Subcommittee D35.01 on Mechanical Properties.

Avesani Neto, J. O. (2013): “Desenvolvimento de uma metodologia de cálculo e simulações numéricas aplicadas na melhoria da capacidade de carga de solos reforçados com geocélula”. Tese de Doutorado, Escola de Engenharia de São Carlos, USP.

Avesani Neto, J. O. (2014): “Instrumentação de Muro Reforçado com Geossintéticos com Face em Geobloco H”, Revista Fundações e Obras Geotécnicas, Editora Rudder.

Avesani Neto, J. O.; Hayashida, E. M. (2013): “Levantamento e comparação dos custos de diferentes soluções de estruturas de contenção em aterro”, COBRAE 2013 – VI Conferência Brasileira de Encostas, Angra dos Reis, Rio de Janeiro.

Berg, R. R. (1993): “Guidelines for Design, Specification & Contracting of Geosynthetic Mechanically Stabilized Earth Slopes on Firm Foundations”, Report No. FHWA-SA-93-025, Federal Highway Administration, Washington, D.C., 87 p.

Bishop, A. W. ; Morgenstern, N. (1960): “Stability Coefficients for Earth Slopes”. Geotechnique, Vol. 10, 129-150.

Broms, B. B. (1978): “Design of Fabric Reinforced Retaining Structures”. ASCE Proceedings Symposium on Earth Reinforcement, Pittsburg, p. 282.

BSI – British Standards Institution (1995): “BS 8006 – Code of Practice for Strengthened / Reinforced Soils and other fills”, London, UK.

BSI – British Standards Institution (1991): “BS 6906-8 – Determination of sand-geotextile frictional behavior by direct shear”, London, UK.

BSI – British Standards Institution (1990): “BS 1377-7 – Shear Strength Tests (Total Stress)”. London, UK.

Carrillo, N. (1942): “Simple Two and Three Dimensional Cases in the Theory of Consolidation of Soils”. Journal of Math. and Phys., vol. 21, 1-5.

Christopher, B. R., Gill, S. A., Giroud, J. P., Juran, I., Scholsser, F., Mitchell, J. K. and Duncnicliff, J. (1990): “Reinforced Soil Structures, Volume I. Design and Construction Guidelines”. Federal Highway Administration, Washington D.C. Report No. FHWA-RD-89-043, November, 287 p.

Davis, E. H.; Brooker, J. R. (1973): “The Effects of Increasing Strength with Depth on the Bearing Capacity of Clays”. *Geotechnique*, vol. 2(4), 551-563.

DIN V 4017-100 (1996-04): “Soil - Calculation of Design Bearing Capacity of Soil Beneath Shallow Foundations - Part 100: Analysis in Accordance with the Partial Safety Factor Concept”. Deutsches Institut für Normung.

DGGT – German Geotechnical Society (1997): “Empfehlung für Bewehrungen aus Geokunststoffen – EBGeo”. Ernst & Sohn. Berlin, Alemanha.

Ehrlich, M. e Backer, L. (2009): “Muros e Taludes Reforçados – Projeto e Execução”. Oficina de Textos.

Elias, V., Christopher, B. R. and Berg, R. R. (2001): “Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes – Design and Construction Guidelines”. *Geotechnical Engineering*, Washington, No. FHWA-NHI-00-043, 394 p.

Futai, M. M. (2010): “Considerações sobre a Influência do Adensamento Secundário e do Uso de Reforços em Aterros sobre Solos Moles”. Tese de Livre Docência, Escola Politécnica, USP.

Giroud, J. P. and Noiray, L. (1981): “Geotextile-Reinforced Unpaved Road Design”, *Journal of the Geotechnical Engineering Division. Proceedings of the American Society of Civil Engineers*, vol 107, No. GT9, pp. 1233-54, Virginia, USA.

Greenwood. J. H. and Jewell, R. A. (1989): “Strength and safety: the use of mechanical property data”, *Proceedings Symposium Reinforced Embankments: Theory and Practice in the British Isles*. Cambridge, September, Thomas Telford.

Holtz, R. D., Christopher, B. R. and Berg, R. R. (1997): “Geosynthetic Engineering”. 1st Edition, BiTech Publishers Ltd., Canadá.

Holtz, R. D. and Broms, B. B. (1997): “Walls Reinforced by Fabrics – Results of Model Tests”. *Proc. International Conference on the Use of Fabrics in Geotechnics*. Paris, Vol. I, p. 113.

Jewell, R. A., Milligan, G. W. E., Sarsby, R. W., and Dubois, D. (1984): “Interaction between soil and geogrids”. *Proc. Symposium on polymer grid reinforcement in civil engineering*. Science and Engineering Research Council and Netlon Limited, (Mar. 22-23).

IGSBR 003 (2014): *Termos e Definições Complementares*. Recomendação IGS Brasil. Associação Brasileira de Geossintéticos.

Jewell, R. A. (1980): “Some Effects of Reinforcement on the Mechanical Behavior of

Soils”. Ph.D. Thesis. University of Cambridge.

Jewell, R. A., Milligan, G. W. E., Sarsby, R. W. and Dubois, D. (1984a): “Interaction Between Soil and Geogrids”. Proceedings Symposium on Polymer Grid Reinforcement in Civil Engineering, London.

Jewell, R. A., Paine, N. and Woods, R. I. (1984b): “Design Methods for Steep Reinforced Embankments”, Proceedings Symposium on Polymer Grid Reinforcement in Civil Engineering. London.

Jewell, R. A. (1990): “Application of revised Design Charts for Steep Reinforced Slopes”, Report No 1796/89 – Soil Mechanics Report No 096/89, January, AKZO Industrial Systems by Arnhem, Holland.

(1996): “Soil Reinforcement with Geotextiles”. CIRIA Special Publication 123, Thomas Telford, UK, 332 p.

(1988): “The Mechanics of Reinforced Embankments on Soft Soils”, Geotextiles and Geomembranes, vol. 7 (4), 237-273.

Jones, C.J.F.P. and Asan, C.A. (1992): “Discussions on geosynthetic-reinforced retaining walls”. Ed. by Wu. J.T.H. Balkema, Rotterdam, p. 366-368.

Khing, K. H. et al. (1994): “Foundation on Strong Sand underlain by Weak Clay with Geogrid at the Interface”. Geotextiles and Geomembranes, vol. 13, pp. 199-206, Grã-Bretanha.

Koerner, R. M. (1998): “Designing with Geosynthetics”. 4th Edition, Prentice-Hall, USA.

Low, B. K. (1989): “Stability Analysis of Embankments on Soft Ground”. ASCE Journal of Geotechnical Engineering, 115(2), 211-227, UK.

Low, B. K.; Wong, H. S., Lim, C. e Broms, B. B. (1989): “Slip Circle Analysis of Reinforced Embankments on Soft Ground”, Geotextile and Geomembranes, 9(2), 165-181, UK.

Mandel, J.; Saleçon, J. (1969): “The Bearing Capacity of Soils on a Rigid Foundation”. 7th ICSMFE, vol. 2, 154-164.

Manjunath, V. R.; Dewaikar, D. M. (1996): “Bearing Capacity of Inclined Loaded Footing on Geotextile Reinforced two-layer System”. Earth Reinforcement, Ochai, Yasufuku & Omine (eds), Balkema, Rotterdam, Holanda.

Manual Técnico de Construção do Geobloco® H (2010): Manual de Instalação – Sistema “Arrimo Fácil”, Geo Soluções.

Manual Técnico de Instalação Lock & Load® (2010): Geo Soluções.

Matar, M., Salençon, J. (1977): “Capacite portante a une semelle filante sur sol purement coherent d’épaisseur limitee et de cohesion variable avec la profondeur. Annales de l’Institut Technique Du Batiment et des Travaux Publics, 352, Serie: Sols et Fondations, 143: 95–107.

Mitchell, J. K. e Villet W. C. B. (1987): “Reinforcement of Earth Slopes and Embankments”. National Cooperative Highway Research Program Report 290, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C.

Nataraj, M. S., McManis, K. L., Hoaley, P. G. (1996): “Settlement and Bearing Capacity of Footings on Reinforced Sand”, Earth Reinforcement, Ochai, Yasufuku & Omine (eds), Balkema, Rotterdam, Holanda.

Palmeira, E. M. (1993): “Curso de Estabilização e Reforço de Solos: Introdução a utilização de Geossintéticos”. Publicação GAP002B/93, Programa de Pós-graduação em Geotecnia, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 162 p.

(1992): “Estabilização e Reforço de Aterros sobre Solos Moles utilizando Geotêxteis”. Publicação GRE 022A/92, Programa de Pós-graduação em Geotecnia, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 72 p.

(1998): “Estruturas de Contenção e Aterros Íngremes Reforçados com Geossintéticos”. Programa de Pós-graduação em Geotecnia, Universidade de Brasília, Brasília, DF.

(2000): “Solo Reforçado”, Publicação Técnica da Huesker Ltda.

(2006): “Aterros Reforçados – Estruturas de Contenção e Taludes Íngremes”. Curso sobre utilização de geossintéticos, IGS Brasil.

Plácido, R. R., Kamiji, T. S. M. M. e Bueno, B. S. (2010): “Análise Comparativa de Custos para Diferentes Alternativas de Estruturas de Contenção”, COBRAMSEG, 2010, ABMS.

Pospisil, K. and Zednik, P. (2002): “Geosynthetic Impact Recognition on Soil Bearing Capacity in the Geotechnical Laboratory Testing Field”, 7th International Conference Geosynthetics, Nice, France.

Rowe, R. K.; Davis E. H. (1982): “The behavior of Anchor Plates in Sand”. Geotechnique 32, No. 1, pp. 25-41.

Rowe, R. K.; Li, A. L. (2005): “Geosynthetics Reinforced Embankments over Soft Foundations. Geosynthetics International, vol 2(1), 50-85.

Rowe, R. H.; Soderman, K. L. (1987): “Reinforcement of Embankments on Soils whose Strength Increase with Depth”, Geosynthetics, 266-277.

TxDOT Designation: Tex-411-A (2004): “Test Procedure for Soundness of Aggregate using Sodium Sulfate or Magnesium Sulfate”, Texas Department of Transportation, USA.

Vertematti, J. C. (2004): “Manual Brasileiro de Geossintéticos”, Editora Edgard Blücher.

Wolney, D. (2013): “Strata Slope – O sistema de contenção que além de ser eficiente, econômico e sustentável, apresenta diversas opções de revestimentos”. Revista Fundações e Obras Geotécnicas, Editora Rudder.



**Uso de geocélulas
em obras de engenharia**

Revisão: José Orlando Avesani Neto
e Leandra Trindade

Diagramação: Kelly Cristina Santos

Ilustrações: Henrique de Souza Vieira

Produção gráfica: departamento de marketing GeoSoluções

São Paulo, Janeiro de 2015



Tel: 55 11 3803 - 9509

www.geosolucoes.com
contato@geosolucoes.com

Sao Paulo - SP - Brasil