

2 Alteamento de Barragens

2.1. Introdução

As considerações de projeto do alteamento de barragens são essencialmente as mesmas de uma nova barragem, com a vantagem de não existir a etapa associada ao desvio do rio, mas com problemas típicos ligados à construção sobre uma estrutura já existente.

O aumento da altura da barragem e do nível de água do reservatório variam as poropressões, o padrão de fluxo e os campos de tensão na barragem propriamente dita e em sua fundação. Estruturas impermeáveis (núcleo impermeável, trincheiras e cortinas), filtros e outros elementos de drenagem (drenos chaminés, drenos de pé, tapetes de drenagem, poços de alívio, etc.) devem ser reavaliados para assegurar que os efeitos da majoração das cargas hidráulicas sejam devidamente incorporados na nova geometria da barragem. Da mesma maneira, análises da estabilidade dos taludes e do recalque da fundação devem ser executados visando preservar a integridade da estrutura existente e prever o comportamento da obra projetada.

A experiência tem mostrado que quando a altura de alteamento for pequena em relação à altura original de uma barragem de terra com núcleo central de argila, este pode ser naturalmente incorporado à nova configuração da barragem. Por outro lado, quando a necessidade de aumento de altura for muito grande, geralmente a solução mais econômica é a construção de um novo núcleo e utilização da barragem antiga apenas como uma ensecadeira durante a nova fase de construção.

Podem existir problemas na interface entre o material existente e o recém-colocado, geralmente associado a diferenças de rigidez mecânica ou condutividade hidráulica, mas em contrapartida o alteamento pode aumentar a estabilidade dos taludes, seja pela redução da inclinação dos mesmos ou pela utilização de materiais com melhores propriedades de resistência (Toran, 1958).

2.2. Casos Históricos do Alteamento de Barragens

O caso mais antigo relatado na literatura parece ser o da barragem de enrocamento de Tansa, Índia, construída com 36m em 1892 e que teve um alteamento de 3m executado em 1914.

A barragem de terra de Iwiny, Polônia, foi construída em 3 fases, conforme ilustrado na figura 2.1. Na primeira, ocorreu a construção da estrutura original com 16m de altura, seguida de um alteamento de 4m e de uma nova tentativa de alteamento de 3,2m, quando então houve o colapso da estrutura em 13 de dezembro de 1969 com altura total de 23,2m (Chacinski e outros, 1994).

A barragem de Raúl Leoni em Guri, Venezuela, teve seu alteamento na década de 1970, com elevação da altura original de 58m par 202m. A obra envolveu a construção de duas novas barragens de concreto, uma barragem de enrocamento e outras duas barragens de terra, além de uma nova casa de força. O processo inteiro foi o de construção para jusante, necessitando-se do erguimento de um novo núcleo devido às grandes dimensões do alteamento.

A barragem de terra de Pactola – EUA (figura 2.2), com núcleo de argila construída entre 1952 a 1956, com altura inicial de 67m, foi alteada em 4,6m no ano de 1978 (Hammer, 1991; Hammer e Lippert, 1993; Lippert e Hammer, 1989). Na região do alteamento, o núcleo de argila da barragem antiga foi estendido com a utilização de uma geomembrana.

A barragem de King Talal (figura 2.3) foi construída entre os anos 1971 a 1977 com altura de 100m. Localiza-se na Jordânia e tem como finalidade o armazenamento de água para fins de irrigação. No projeto original, um alteamento de 7m de altura fora previsto, mas decidiu-se elevar este valor para 15m (1983), o que levou à construção de uma barragem auxiliar de concreto com 45m de altura, além de modificações nas estruturas do vertedouro e galerias de drenagem. A barragem de King Talal foi alteada com solo compactado no espaldar de jusante e núcleo de argila, em operação simultânea (Antonopoulos e outros, 1994).

A barragem de Al-Wehdah, localizada na Jordânia (figura 2.4), é uma barragem de enrocamento com face de concreto, 60m de altura, com alteamento de 40m previsto em projeto através do alargamento do espaldar de jusante (1987).

Neste caso, a principal preocupação é garantir uma perfeita continuidade da face de concreto de modo a garantir condições de impermeabilidade à nova estrutura.

A barragem de Davis Creek – EUA, de 33 m de altura construída em 1990, foi alteada em 7,5m pelo alargamento do espaldar de jusante com solo reforçado por geomalhas (Engemoen e Hensley, 1990).

A barragem Curuá-Uma (figura 2.5), Brasil, foi construída em 1977 com altura de 26m. Localiza-se a 70km ao sul da cidade de Santarém, no rio Curuá-Uma, afluente da margem direita do rio Amazonas e tem como finalidade o abastecimento energético do município de Santarém e região de Aveiro. No projeto original da barragem Curuá-Uma, não foi previsto o alteamento da barragem.

Ligocki (2003) verificou a segurança da barragem Curuá-Uma para as condições atuais de operação (dezembro de 2002) e para uma futura elevação do nível do reservatório em 1,5m. A finalidade desta elevação foi viabilizar a ampliação da capacidade energética da usina. Na cota atual de 69,5m, tem uma borda livre da barragem de 3,0m, na cota máxima projetada de 69,5m tem borda livre 1,5m. Foram também verificadas as conseqüências de um alteamento do corpo da barragem em 1m, passando da cota de 71m a cota 72m, para um alteamento com solo compactado no espaldar de jusante e núcleo de argila, em operação simultânea.

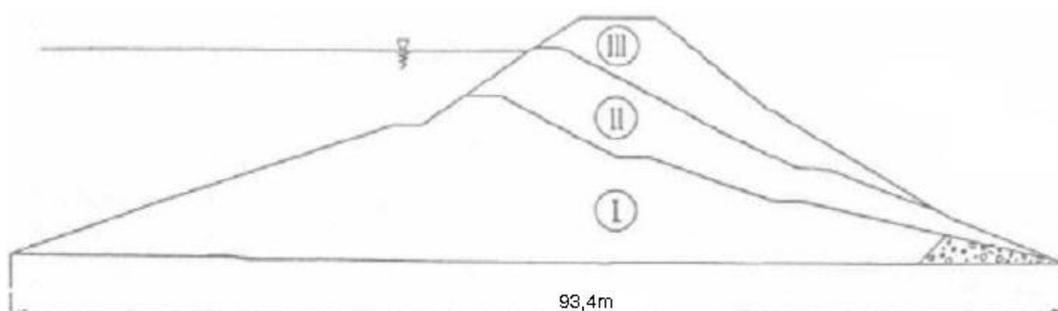


Figura 2.1 – Alteamento da barragem de Iwiny, Polônia (Chacinski e outros, 1994).

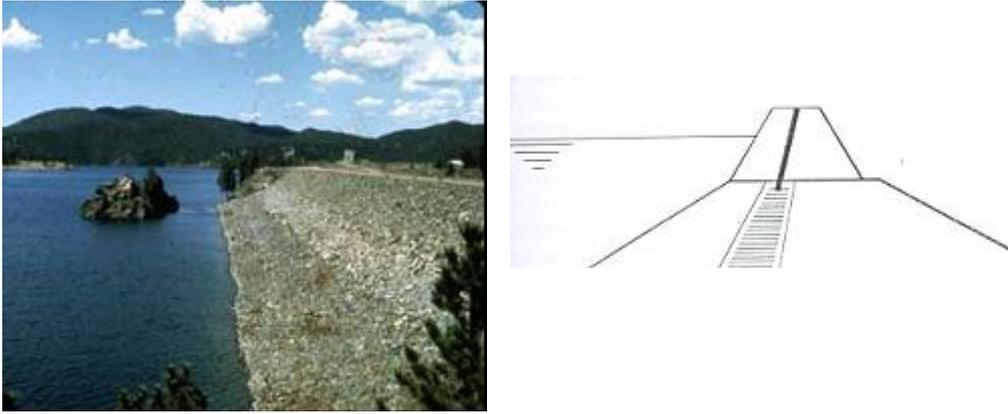


Figura 2.2 – Barragem de terra de Pactola - EUA alteada em 1978 (Bureau of Reclamation).

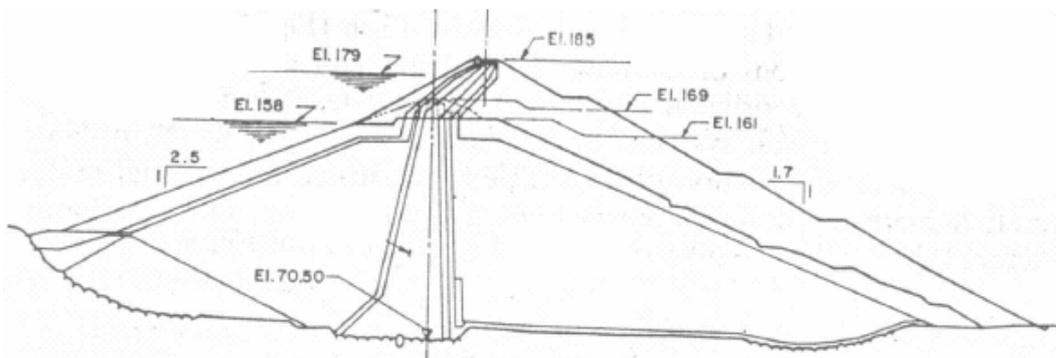


Figura 2.3 – Alteamento da barragem de King Talal (Antonopoulos, 1994).

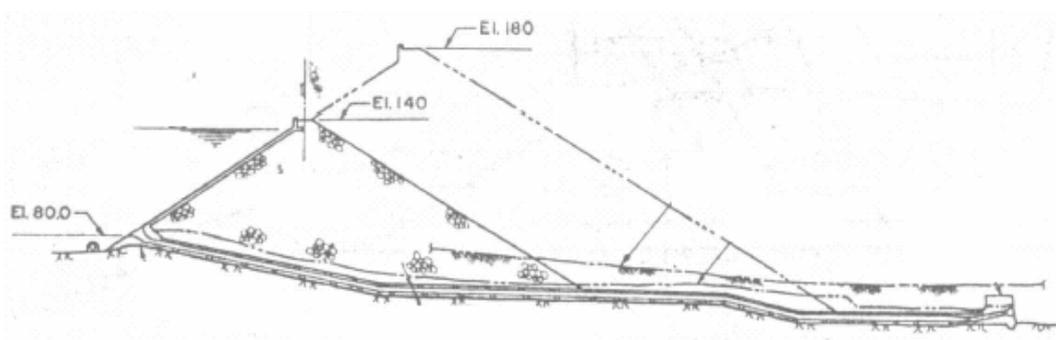


Figura 2.4 – Alteamento da barragem de Al-Wehdah (Antronopoulos e outros, 1994).

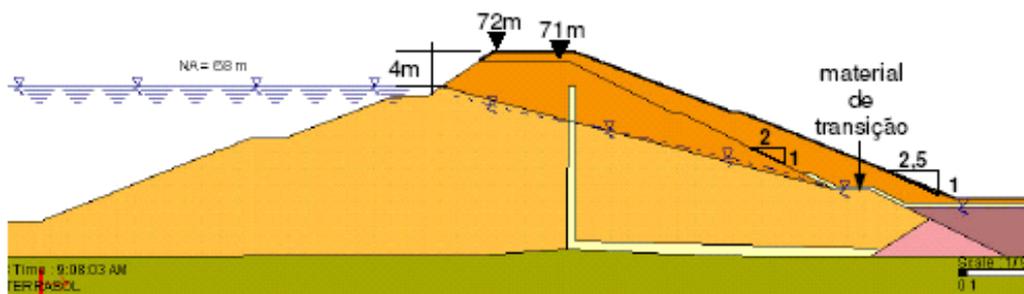


Figura 2.5 – Projeto do aterramento da barragem Curuá-Una (Ligocki , 2003).

2.3. Métodos de Aterramento de Barragens

2.3.1. Aterramento com muros de parapeito

Método normalmente adequado para aterramentos de 2,0 a 3,5m, completados com a construção de muro de parapeito com 1m de altura (figura 2.6). Embora possam ser construídos muros mais altos, estes não devem interferir com o visual de observação à montante da barragem a partir de um veículo trafegando sobre a crista (U.S. Army Corps of Engineers, 2004). A figura 2.6 também ilustra um procedimento de aterramento em 2 fases para permitir a manutenção do tráfego sobre a barragem. As figuras 2.7 e 2.8 mostram muros com parapeitos curvos e retos (convencionais), respectivamente, enquanto que a figura 2.9 apresenta alguns detalhes construtivos típicos deste método de aterramento.

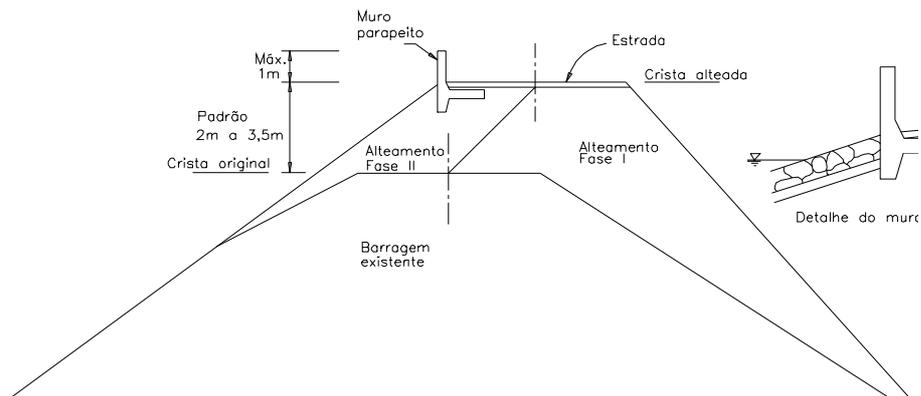


Figura 2.6 – Alteamento de barragem com muro parapeito (U.S. Army Corps of Engineers, 2004).



Figura 2.7 – Muro de parapeito curvo (U.S. Army Corps of Engineers, 2004).



Figura 2.8 – Muro de parapeito convencional (U.S. Army Corps of Engineers, 2004).

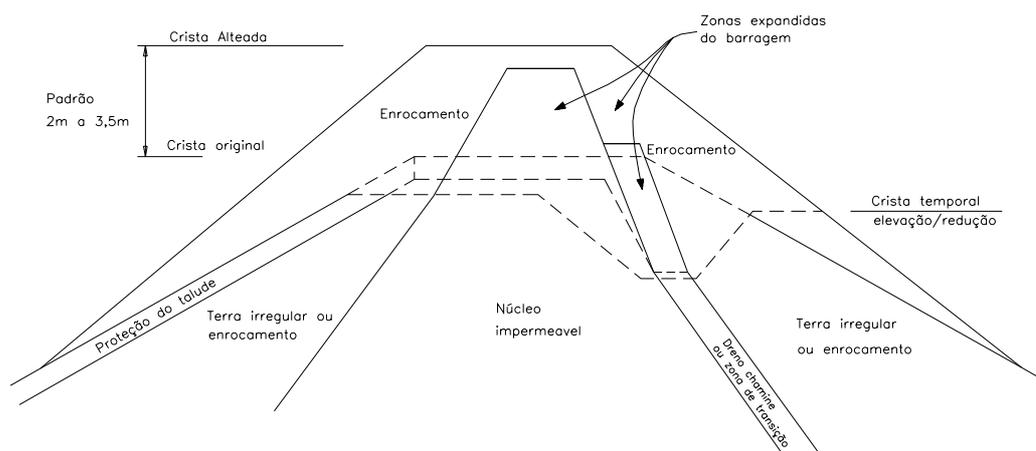


Figura 2.9 – Procedimentos típicos de construção do alteamento (U.S. Army Corps of Engineers, 2004).

2.3.2. Alteamento com solo reforçado

Barragens de terra podem ser normalmente alteadas de 3m a 4,5m, utilizando solo reforçado com lâminas metálicas ou geossintéticas. Alturas ainda maiores podem ser atingidas, para a mesma largura de crista, com a colocação de painéis laterais de revestimento em concreto ou blocos modulares (figuras 2.10 e 2.11). Solos reforçados são geralmente permeáveis, porém materiais com razoável

porcentagem de finos podem ser considerados adequados para alteamento de altura moderada, caso sujeitos a fluxo sob baixos gradientes hidráulicos.

Os materiais de enchimento de os muros de terra mecanicamente estabilizados, geralmente não consistentes de solo impermeável, como tipicamente seria utilizada no núcleo de uma barragem. Além disso, materiais de preenchimento granular com um adequado teor de material que passa na peneira N° 200 podem ser satisfatórios para alteamentos de altura moderada não sujeita à grandes gradiente hidraulico ou à uma larga duração de exposição ao preenchimento do reservatório.

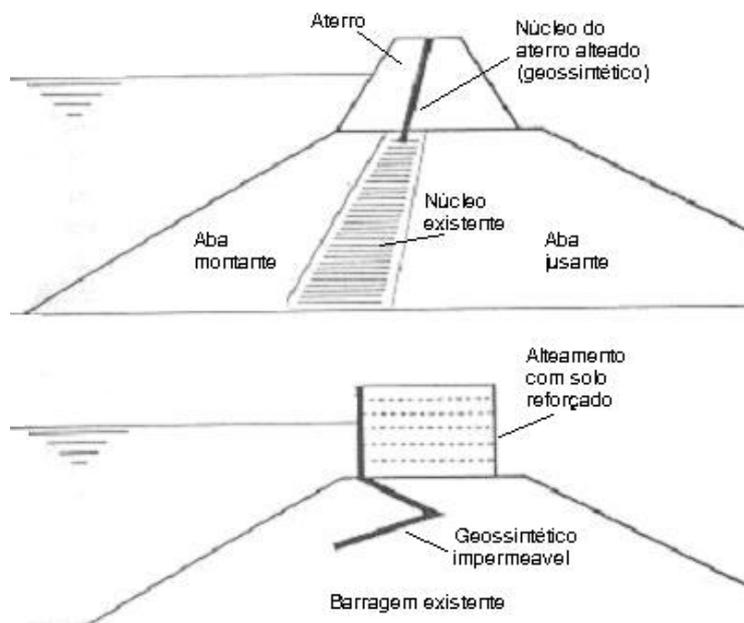


Figura 2.10 – Alteamento com solo reforçado (topo) e muros de contenção com solo reforçado (base) - Giroud e Bonaparte, 1993.

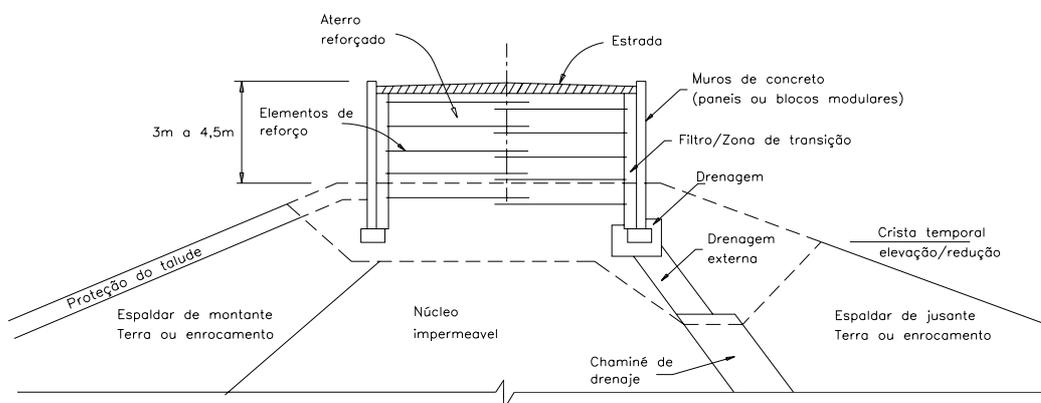


Figura 2.11 – Alteamento de barragem com solo reforçado (U.S. Army Corps of Engineers, 2004).

2.3.3. Alteamento com muro em gabiões

Alteamentos com muros de gabião podem atingir alturas superiores às alcançadas com solos reforçados.

Gabiões são elementos modulares com formas variadas, confeccionados a partir de telas metálicas em malha hexagonal preenchidos com blocos de rocha de granulometria adequada e costurados juntos, formando estruturas flexíveis (figura 2.12) destinadas à solução de problemas geotécnicos.

Apresentam como principais características a simplicidade de construção e manutenção bem como a habilidade de suportar movimentos sem perda de eficiência, ao contrário de outros tipos de muros que normalmente exigiriam reparos ou mesmo demolição.

Deve-se ter em mente que gabiões são estruturas permeáveis, recomendando-se a colocação de um geotêxtil entre o solo e o gabião como elemento de filtro para prevenir o carreamento das partículas de solo pelo fluxo de água.

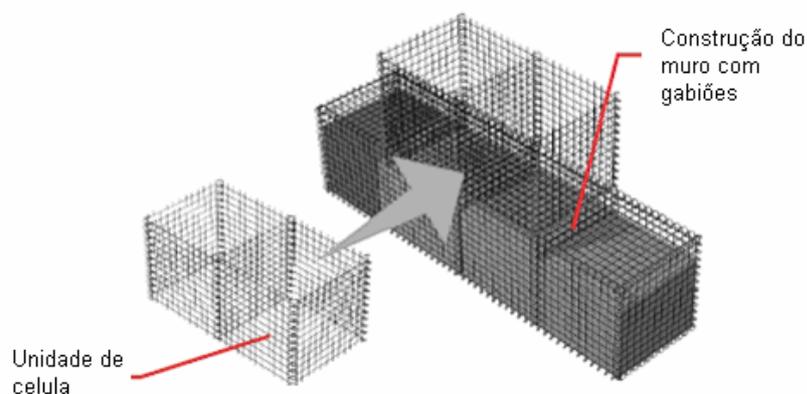


Figura 2.12 – Esquema da construção de muro com gabião.

Como desvantagem principal no uso de gabiões, é a possibilidade de corrosão de malhas de aço galvanizado em ambientes ácidos ($\text{PH} < 6$) e a execução (amarração das malhas e das unidades de gabião entre si) com menor controle de qualidade do que o normalmente exigido, por exemplo, em muros de concreto. No caso específico de alteamento de barragens (figura 2.13), o fabricante (Maccaferri) recomenda ser confeccionados em malha hexagonal de dupla torção, com arames de aço BCC (Baixo Conteúdo de Carbono) revestidos com liga Galfan® e cobertura de PVC.

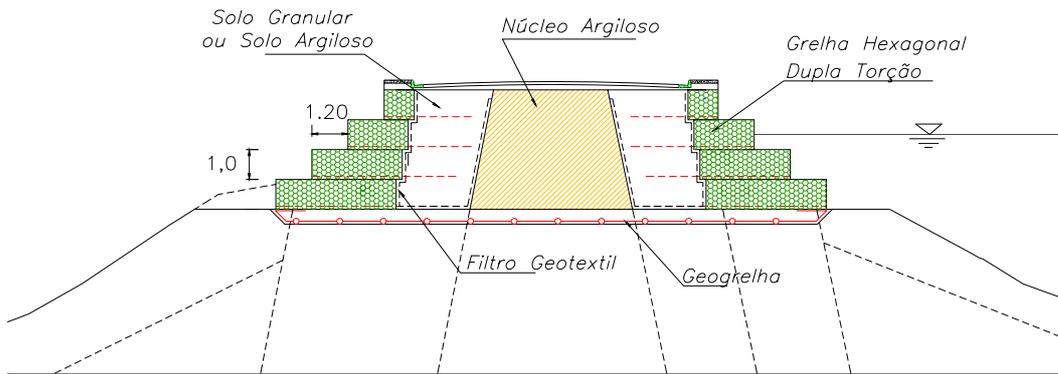


Figura 2.13 – Aterro com muros de gabião.

2.3.4. Aterro com concreto rolado compactado

Concreto rolado compactado, ou alternativamente misturas solo-cimento, podem ser utilizados para obtenção de aterros com alturas similares à do método com solo reforçado (figura 2.14). Os taludes podem ser muito íngremes e o próprio material de construção empregado já proporciona uma boa medida de proteção ao talude.

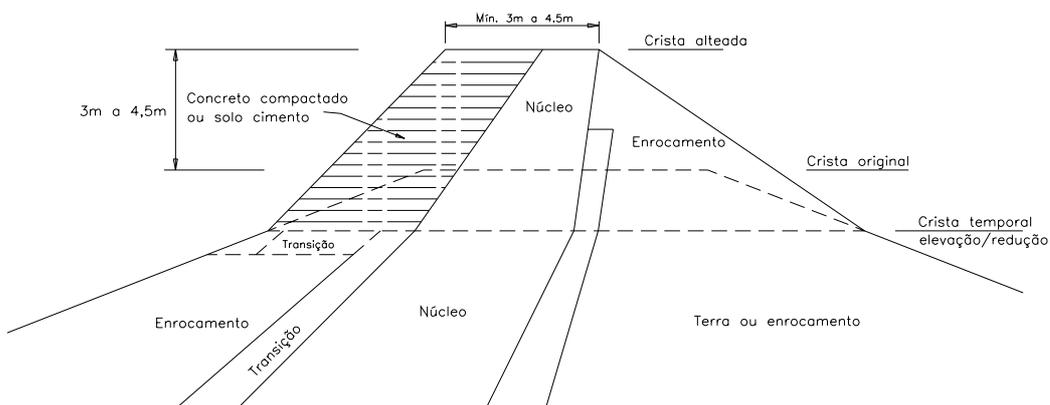


Figura 2.14 – Aterro de barragem com concreto rolado compactado ou mistura de solo-cimento (U.S. Army Corps of Engineers, 2004).

2.3.5. Alteamento com elemento inflável de borracha

Elemento inflável de borracha instalado na crista da barragem (figura 2.15) não é muito conhecido na América do Sul, porém esta tecnologia tem sido utilizada há mais de 50 anos em vários países como o Japão, Estados Unidos, Austrália e França (Ota, 1991). Estes elementos infláveis constituem-se em represadores pré-fabricados, podendo também ser usados como vertedouros para o caso de controle de vazão.



Figura 2.15– Alteamento com elemento inflável de borracha (Bureau of Reclamation, 1992).

A membrana de borracha é geralmente inflada com ar, podendo também ser utilizada água. O emprego de ar é mais freqüente devido à maior velocidade de operação (inflar e desinflar) e por praticamente não transmitir cargas à fundação.

As principais vantagens dos elementos infláveis de borracha são a excelente impermeabilidade, peso próprio reduzido, possibilidade de controle de vazão permitindo, pelo esvaziamento, a passagem de sedimentos, não possui partes móveis sujeitas ao atrito e à ferrugem, baixo custo de manutenção e o material (borracha) é resistente ao ataque de diversos elementos químicos, possibilitando seu contato com esgoto e água salgada.

Elementos infláveis apresentam no entanto certas desvantagens inerentes à sua própria constituição, como maior vulnerabilidade a danos bem como por requerer bombas de ar ou água e tubulações adequadas para serem infladas.

2.3.6. Alteamento de grande altura

Para alteamentos importantes, superiores a 4,5m de altura, faz-se geralmente necessário o alargamento do espaldar de jusante (figura 2.16) para melhor suportar a elevação da crista. A seção à jusante pode ser constituída por solo ou enrocamento, dependendo da disponibilidade local destes materiais, e o núcleo impermeável interno, filtros e outros elementos de drenagem devem ser ampliados para se ajustar às novas condições de fluxo.

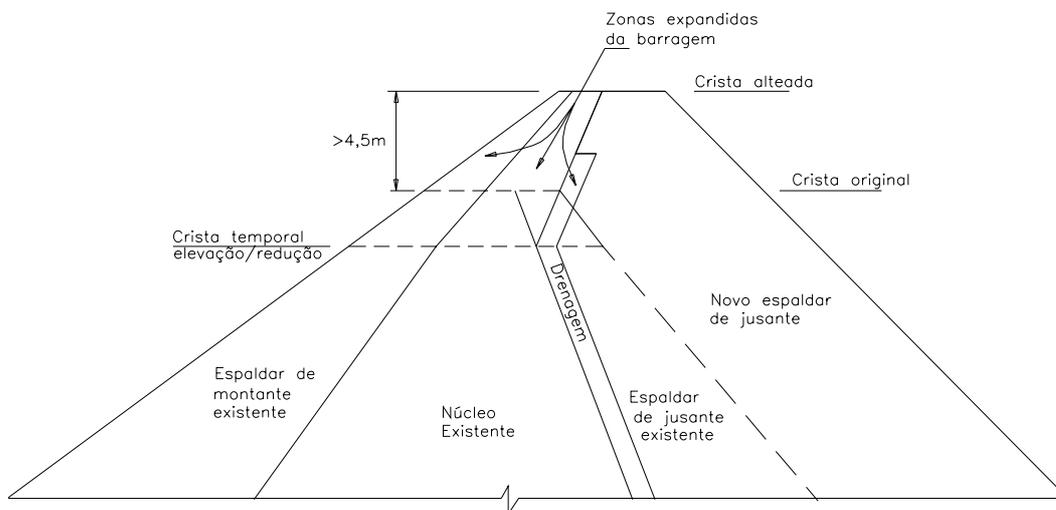


Figura 2.16 – Elevação do espaldar de jusante da barragem de terra (U.S. Army Corps of Engineers, 2004).

2.4. Projeto do Alteamento

Nos principais métodos de alteamento de barragens, e de acordo com os objetivos do projeto, estudos de engenharia básica devem selecionar as geometrias e tipos de materiais que representem a alternativa mais adequada sob pontos de vista econômico e técnico.

O projeto deve considerar o incremento de altura necessário, a largura mínima aceitável da crista, as inclinações máximas dos taludes e técnicas para obtenção de taludes íngremes, áreas de contato com estruturas existentes,

características do padrão do fluxo através da barragem e de sua fundação, a possibilidade da ocorrência de excitações de natureza sísmica, etc.

2.4.1. Projeto Geométrico

Deve considerar as condições atuais da barragem como sua altura, largura média da crista, características dos taludes de montante e jusante, bermas, espessura das camadas de proteção, etc. O projeto geométrico é realizado com base nos dados da informação topográfica detalhada e levando em conta as características da alternativa de alteamento selecionada. Geralmente, a largura da crista e a altura da borda livre são definidas como.

a) Largura da crista

De acordo com as recomendações do Bureau of Reclamation (1982), a determinação da largura da crista B é baseada na seguinte expressão de caráter empírico, onde H representa a altura da barragem em metros:

$$B = \frac{H}{5} + 3 \quad (2.1)$$

As normas japonesas recomendam a formulação alternativa

$$B = 3,6(\sqrt[3]{H}) - 3 \quad (2.2)$$

Se o trânsito de veículos não for permitido, a largura mínima da crista varia normalmente de 3m a 6 m, dependendo da altura da barragem.

b) Borda Livre

O transbordamento de água sobre uma barragem não deve ser permitido, em nenhuma hipótese. Para sua prevenção, considera-se no projeto uma sobre-elevação conhecida como borda livre e que representa a diferença de alturas entre a crista da barragem e o nível máximo de água no reservatório, considerando-se que o vertedouro trabalha na capacidade máxima de projeto. A borda livre depende da altura que alcançam as ondas produzidas pelo vento, eventos sísmicos ou fluxo de materiais (*debris flow*) para o reservatório.

Em conseqüência, a borda livre H_{bl} inclui a amplitude da onda gerada pelo vento H_v , a altura da ondulação sobre o talude de montante (H_r), o recalque máximo da crista ΔH e uma altura de segurança H_s , de acordo com a seguinte expressão:

$$H_{bl} = H_v + H_r + \Delta H + H_s \quad (2.3)$$

A altura das ondas geradas pelo vento no reservatório depende principalmente da máxima velocidade do vento V e da dimensão do espelho de água F na direção do vento.

A fórmula de Stevenson modificada permite calcular a altura das ondas provocadas pelo vento de acordo com a expressão abaixo, obtendo-se valores como os apresentados na tabela 2.1:

$$H_v = 3,22\sqrt{V \cdot F} + 76,0 - 26,9\sqrt[4]{F} \quad (2.4)$$

Tabela 2.1 – Altura da onda H_v (ft) em função da máxima velocidade do vento V (km/h) e dimensão do espelho de água (km) - American Society of Civil Engineers.

F	V	H_v
km	km/h	m
1,61	80,47	0,76
1,61	120,70	0,91
4,02	80,47	0,98
4,02	120,70	1,10
4,02	160,93	1,19
8,05	80,47	1,13
8,05	120,70	1,31
8,05	160,93	1,46
16,09	80,47	1,37
16,09	120,70	1,65
16,09	160,93	1,86

Devem ser consideradas todas as condições que afetam a exposição da barragem ao vento ao eleger-se a máxima velocidade V . Salvo em locais topograficamente protegidos de ventos, pode-se considerar a ocorrência de ventos com velocidade máxima de 80 a 120 km/h.

Ondas produzidas por efeitos sísmicos com altura H_t podem apresentar amplitudes maiores do que as geradas por vento H_v . A probabilidade de que ocorram ambos os efeitos é contudo baixa, utilizando-se na expressão (2.4) o maior dentre os valores H_v e H_t .

A altura das ondas sobre o talude de montante H_r é função do marulho e da inclinação e rugosidade da superfície do talude. A altura de ondulação H_r para taludes usuais de barragem de terra e de enrocamento (com inclinação de 1,5:1 a 4:1) varia entre $0,33H_v$ a H_v , dependendo principalmente da rugosidade da superfície.

Se na fundação existem argilas ou siltes compressíveis, é então necessário estimar os recalques totais devido à sobrecarga do alteamento da barragem, incluindo os ocorridos pela compressibilidade da fundação e do próprio corpo da barragem.

Finalmente para a altura da margem de segurança H_s recomenda-se que seja considerado o maior dos seguintes valores:

- a terça parte da diferença entre o nível de operação normal e o nível da máxima enchente;
- altura da onda H_v ;
- 60 cm.

2.4.2. Projeto de muros de gabião

Os gabiões são elementos que permitem soluções adequadas e viáveis às necessidades da engenharia civil, sendo estruturas mais econômicas que as rígidas ou semi-rígidas por possuírem algumas vantagens como a não necessidade de mão de obra especializada, se apresentam como uma solução de fácil execução. São formados basicamente por um arranjo de pedras organizadas dentro de uma malha de arame galvanizado, formando assim uma estrutura volumétrica, flexível, permeável e armada (figura 2.17). A flexibilidade do muro em gabiões permite que a estrutura se acomode aos recalques diferenciais sem que ocasione danos sérios a estrutura do muro. Por serem estruturas permeáveis e drenantes, minimizam os empuxos hidrostáticos sobre o muro. A malha de arame

galvanizado garante a geometria do sólido formando um conjunto capaz de absorver os empuxos horizontais e transmiti-los ao solo.

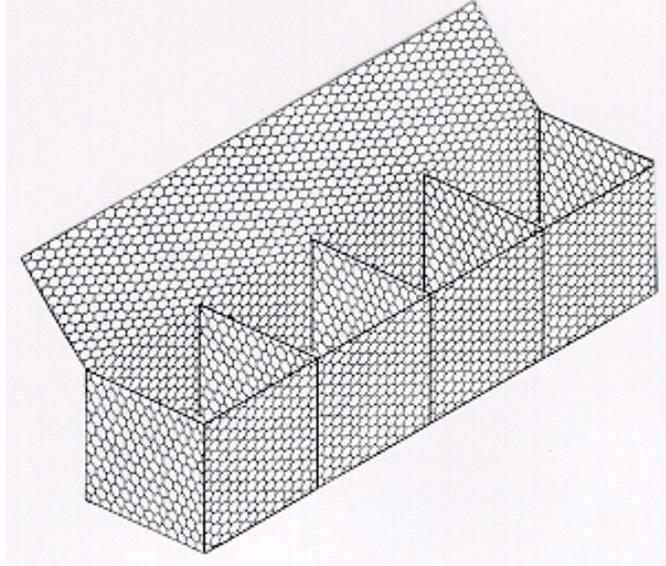


Figura 2.17 – Esquema da construção de muro com gabião (Maccaferri, 2003).

a) Empuxo ativo

Para determinação do valor do empuxo ativo emprega-se a teoria clássica de Coulomb, assumindo uma superfície de ruptura plana. Uma cunha rígida, formada entre esta superfície e a face do muro, é produzida quando existe um deslocamento da estrutura de contenção, como acontece no caso de estruturas flexíveis como gabiões.

O empuxo ativo (E_a) é calculado pela expressão:

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a - 2cH \sqrt{K_a} \quad (2.5)$$

em que: γ é o peso específico do solo, c é o coesão, geralmente considerada nula para fins de projeto, $H = [h + (B-a) \operatorname{tg} \alpha] \cos \alpha$, conforme figura 2.19, h é a altura do muro, B é a base do muro em sua base, a é a largura do muro em seu topo, α é a inclinação do muro no sentido do aterro, normalmente de 6° a 10° .

O valor do coeficiente de empuxo ativo K_a é determinado pela expressão:

$$K_a = \frac{\text{sen}^2(\beta + \phi)}{\text{sen}^2 \beta \cdot \text{sen}(\beta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \cdot \text{sen}(\phi - \varepsilon)}{\text{sen}(\beta - \delta) \cdot \text{sen}(\beta + \varepsilon)}} \right]^2} \quad (2.6)$$

em que: ϕ é o ângulo de atrito do solo, δ é o ângulo de atrito entre o muro de gabião e o solo admitindo-se o valor $\delta = 0,9\phi$ no caso da existência de geotêxtil na interface dos materiais, β é o ângulo entre a horizontal e a superfície interna do muro, conforme figura 2.18, ε é o ângulo de inclinação da superfície do terreno.

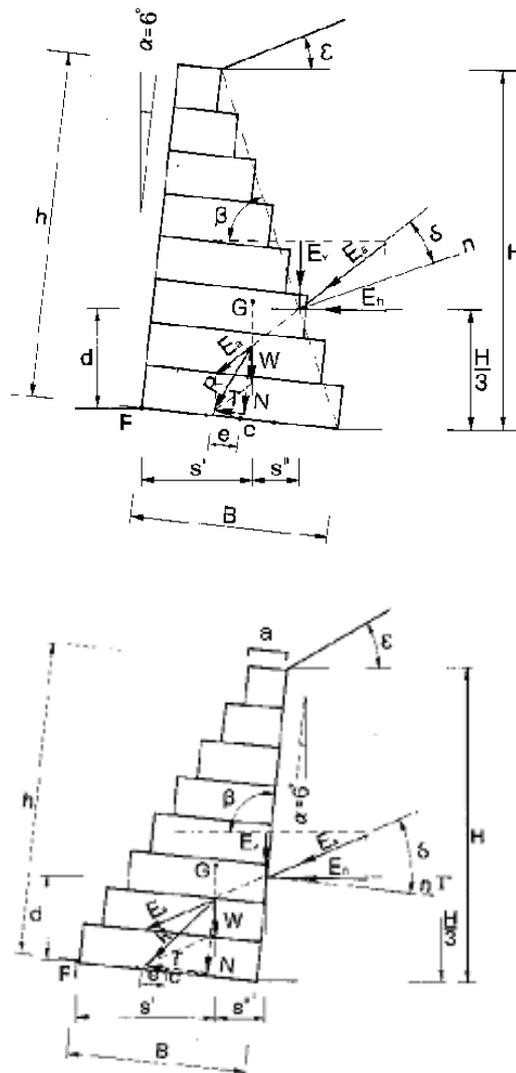


Figura 2.18 – Muros em gabiões, com escalonamentos interno (topo) e externos (base)
– Maccaferri, 2003.

No caso de sobrecarga q sobre o aterro, esta é considerada em termos de uma altura equivalente de solo h_s , admitindo-se o valor q da ordem de 15 a 20 kPa para sobrecargas devido ao tráfego de veículos.

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma_s H^2 K_a \left(1 + \frac{2h_s}{H}\right) - 2cH \sqrt{K_a} ; \quad \text{para } h_s = \frac{q}{\gamma_s} \quad (2.7)$$

A altura do ponto de aplicação do empuxo d , é de difícil avaliação e varia muito na prática. Normalmente pode ocorrer a uma altura entre $1/2H$ e $1/3H$. As variações se devem em alguns casos ao deslocamento do muro, à sua rigidez e inclinação, às modificações nas características do terreno e sobrecarga. Se E_a só tem a parcela de peso próprio $d=1/3H$, para o caso de sobrecarga a fórmula seguinte pode ser aplicada:

$$d = \frac{H}{3} \left(\frac{H + 3h_s}{H + 2h_s} \right) - B \operatorname{sen} \alpha \quad (2.8)$$

b) Estabilidade do muro de gabião

As forças estabilizantes e desestabilizante são indicadas nos projetos que seguem para muros com escalonamentos internos e externos. Ao embutir uma parte do muro no solo, um estado de empuxo passivo aparece atuando como força estabilizante e desprece-se por estar do lado da segurança.

b.1) Estabilidade contra o deslizamento pela base

Desprezando-se a existência de empuxos passivos devido ao embutimento no solo de parte do muro, o fator de segurança contra o deslizamento do muro em sua base (FS_{sl}) pode ser determinado por

$$FS_{sl} = \frac{[(W + E_v) \cos \alpha + E_h \operatorname{sen} \alpha] \tan \varphi + (W + E_v) \operatorname{sen} \alpha + cB}{E_h \cos \alpha} \geq 1,5 \quad (2.9)$$

em que: W é o peso do muro por unidade de comprimento, $E_v = E_a \operatorname{sen} (90^\circ + \delta - \beta)$; componente vertical do empuxo ativo, $E_h = E_a \cos (90^\circ + \delta - \beta)$; componente horizontal do empuxo ativo, c é a coesão, geralmente desprezada.

O peso W do muro é determinado com base em seu volume (por unidade de comprimento) e o peso específico do gabião, geralmente considerado igual a 17,5 kN/m³ (Maccaferri).

b.2) Estabilidade contra o tombamento

Neste caso o coeficiente de segurança contra o tombamento do muro F_{rb} é determinado considerando-se a tendência de rotação do muro em torno do ponto F,

$$FS_{rb} = \frac{M_r}{M_a} \geq 1,5 \quad (2.10)$$

em que: M_r é o momento resistente, causado pelo peso próprio do muro e a componente vertical do empuxo ativo, M_a é o momento atuante, causado pela componente horizontal do empuxo ativo.

$$M_r = Ws' + E_v s \quad ; \quad M_a = E_h d s' \quad (2.11)$$

considerando-se

$$s = B \cos \alpha - \frac{H}{3} \left(\frac{H + 3h_s}{H + 2h_s} \right) \frac{1}{\tan \beta} \quad ; \quad s' = x_g \cos \alpha + y_g \sin \alpha \quad (2.12)$$

onde x_g e y_g são as coordenadas do centro de gravidade G do muro medidas no plano da base do muro a partir do ponto F.

b.3) Estabilidade global

A estabilidade global do conjunto muro de gabião e talude da barragem é verificada geralmente através de método de equilíbrio limite como o tradicional método das fatias, considerando-se como fator de segurança mínimo um valor entre 1,2 a 1,3.

2.4.3 Projeto de solos reforçados

Solos reforçados constituem-se na combinação de dois materiais – o solo, com capacidade de resistência à compressão, e elementos de reforço, geralmente geossintéticos, com capacidade de resistência à tração, permitindo a adoção de taludes mais íngremes e com menor volume de aterro compactado.

Os geossintéticos são produzidos a partir de polímeros, sintéticos ou naturais, sendo seus principais tipos classificados como geotêxteis (não tecido, tecido, tricotado), geomembranas (reforçada, texturizada) e geogrelhas (estruturadas, soldadas, tecidas). Também incluem elementos descontínuos como fibras ou fios, que são diretamente misturados com o solo para formar um tipo de geotêxtil.

Todos estes tipos de geossintéticos são usados em barragens para realizar uma variedade de funções (proteção, interface de separação entre materiais, filtragem e drenagem), conforme ilustra a figura 2.19. Em alteamentos de barragens a combinação destas funções desempenhadas por geossintéticos é explorada cada vez com mais frequência.

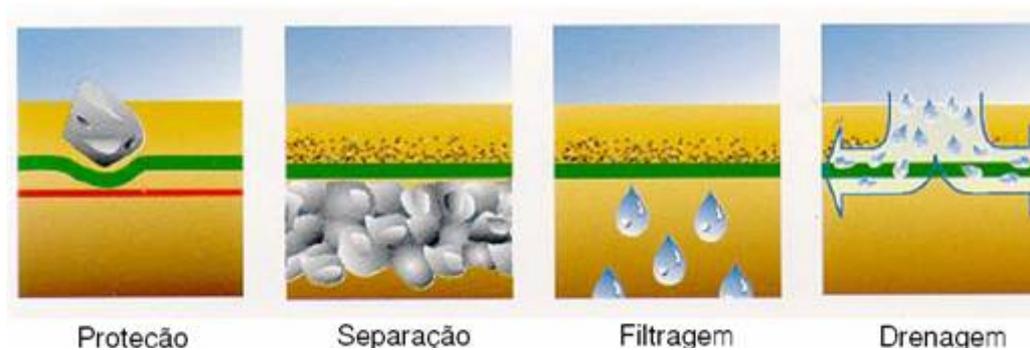


Figura 2.19 – Principais funções dos geotêxteis em obras geotécnicas.

As inclusões de geossintéticos (figura 2.20) reduzem as deformações no interior do solo reforçado, conferindo ao mesmo um melhor comportamento mecânico, semelhante ao propiciado pelo aumento das tensões de confinamento. A região de solo reforçado, de maneira geral, atua como um muro de gravidade convencional.

A figura 2.21 detalhe o processo construtivo de solos reforçados. Para proteção das paredes do muro com solo reforçado pode-se usar revestimentos de alvenaria, painéis de concreto, concreto projetado, vegetação, etc. A figura 2.22 apresenta algumas opções de revestimento.

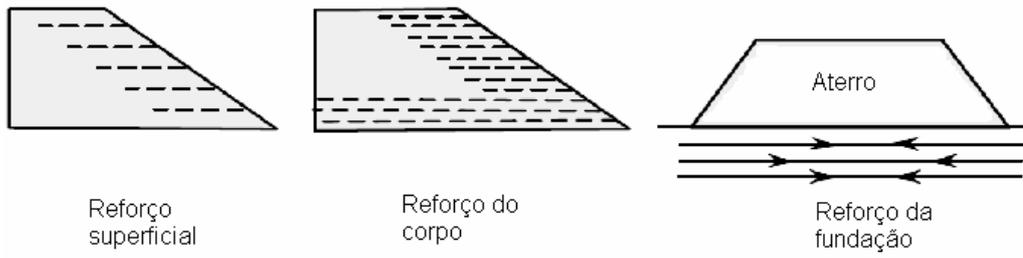


Figura 2.20 – Modos de reforço de aterros (Ingold, 1984)

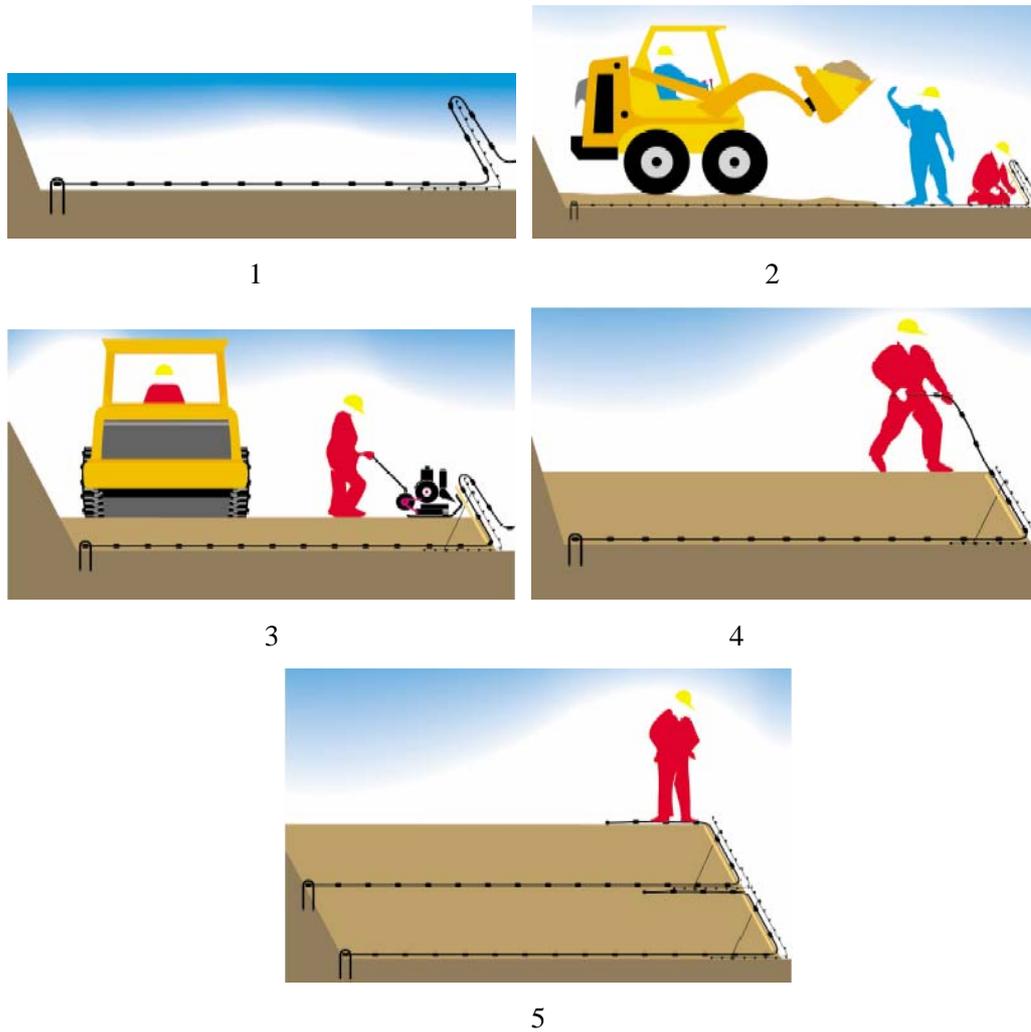
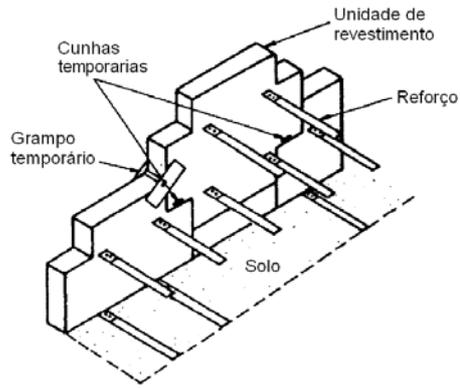
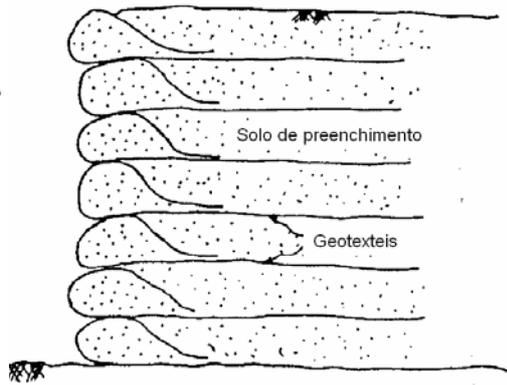


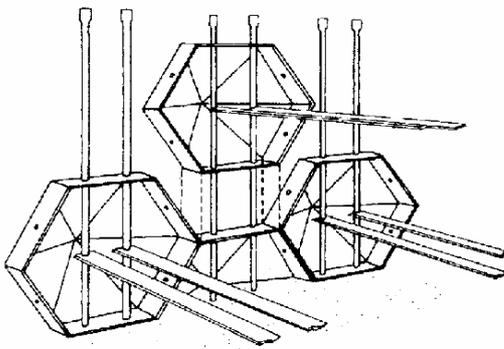
Figura 2.21 – Processo construtivo de camadas de aterro com solo reforçado (TENAX SpA, 2002)



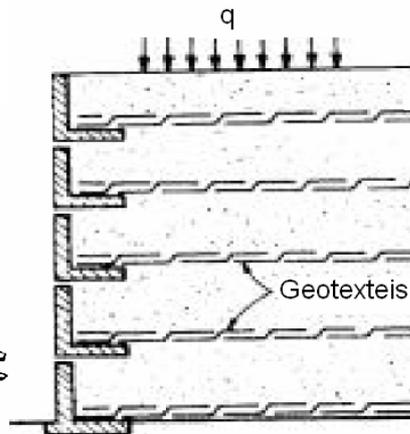
Painel de revestimento de concreto.
(Sistema reforçado Earth®)



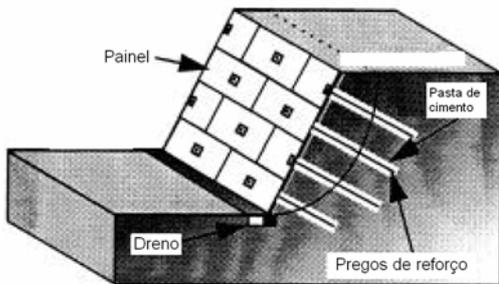
Cobertura empacotado ao redor.



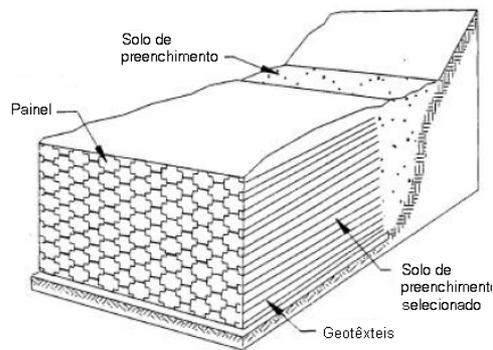
Revestimento de muros York (Jones, 1992).



Revestimento de concreto L (Broms, 1988).



Painel de concreto reforçado.
(Japanese System).



Componentes do muro de terra reforçado.

Figura 2.22 – Revestimentos típicos utilizados em estruturas de solos reforçados.

a) Estabilidade do muro de solo reforçado

Os muros de solo reforçado devem ser projetados tendo em vista sua estabilidade interna e externa. A estabilidade interna requer que o reforço apresente suficiente resistência à tração e suficiente resistência ao cisalhamento ao longo de sua interface com o solo do aterro. A magnitude destas resistências vai depender da orientação das inclusões em relação às direções das deformações induzidas nas zonas reforçadas (Jewell e Wroth, 1987), das tensões confinantes existentes e do potencial do geossintético na transferência de tensões, parâmetro quantificado pela magnitude das tensões de cisalhamento mobilizadas ao longo da interface para um dado deslocamento relativo. A interação solo-geossintético comporta então dois mecanismos distintos, embora interdependentes, que são o comportamento ao cisalhamento na interface e a influência das tensões de confinamento sobre as características de resistência à tração do geossintético. Os parâmetros de resistência na interface solo-geossintético são normalmente estabelecidos através de ensaios de cisalhamento direto ou ensaios de arrancamento.

Há várias técnicas publicadas na literatura para análise específica da estabilidade externa de solos reforçados, baseadas em método de equilíbrio limite, dentre as quais as propostas por Broms (1978), Collin (1986), Bonaparte et al. (1987), Leshinsky e Perry (1987), Schmertmann et al. (1987), Whitcomb e Bell (1979). A diferença básica entre elas está principalmente na maneira de considerar as distribuições dos esforços nas inclusões e na posição da superfície (plana) de ruptura.

Outros autores apresentaram técnicas baseadas em adaptações dos tradicionais métodos de equilíbrio limite para análise da estabilidade de taludes de solo. Aqui são apresentadas brevemente apenas duas delas, como método de Fellenius Modificado (Taga et al., 1992) e de Método de Bishop Modificado (Rowe e Ho, 1992; Smith, 1992).

a) Método de Fellenius Modificado

O fator de segurança, baseado no equilíbrio de momentos, é determinado como (ver figura 2.23):

$$FS = \frac{\sum [cb + W \cos \alpha + T \sin \alpha \tan \phi]}{\sum (W \sin \alpha - T \cos \alpha)} \quad (2.13)$$

em que: W é o peso da fatia analisada, b é o comprimento da base da fatia, ϕ é o ângulo de atrito na superfície potencial de ruptura, c é o coesão na superfície potencial de ruptura, α é o ângulo de inclinação da base da fatia em relação à horizontal, T = força de tração no reforço.

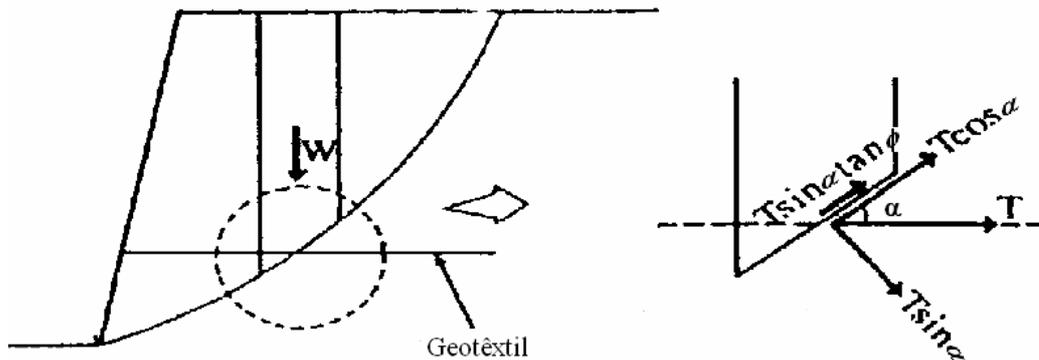


Figura 2.23 – Extensão do método de Fellenius para análise da estabilidade de solo reforçado (Taga et al., 1992)

b) Método de Bishop Modificado

Também baseado em equilíbrio de momentos, o fator de segurança pode ser calculado como (ver figura 2.24):

$$FS = \frac{(M_R + \Delta M_R)}{M_A} \quad (2.14)$$

Em que: M_A é o momento atuante, M_R é o momento resistente, ΔM_R é a parcela do momento resistente devido ao geotêxtil.

:

$$FS = \frac{\sum [cb + (W - ub + P + T \sin \gamma) \tan \phi]}{\sum [W \sin \alpha + P \sin \alpha - T \cos(\alpha + \gamma)]} \quad (2.15)$$

em que: W é o peso da fatia analisada, b é o comprimento da base da fatia, ϕ é o ângulo de atrito na superfície potencial de ruptura, c é o coesão na superfície potencial de ruptura, α é o ângulo de inclinação da base da fatia em relação à horizontal, T é a força de tração no reforço, P é o sobrecarregamento.

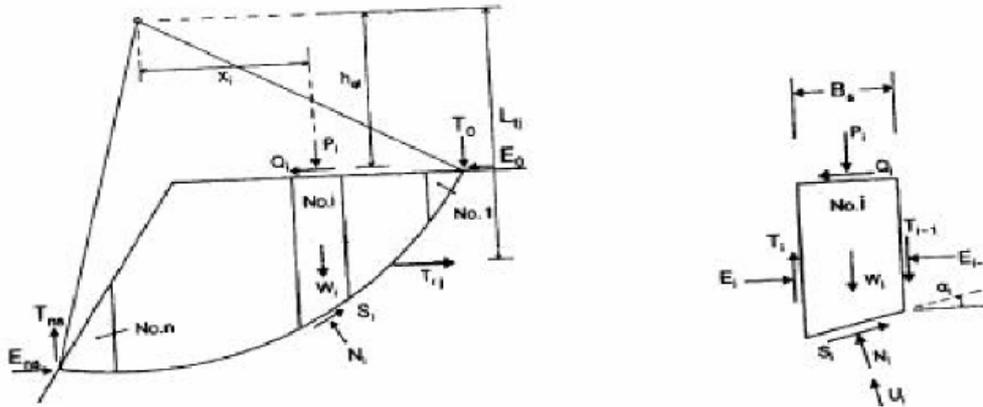


Figura 2.24 – Extensão do método de Bishop Simplificado para análise da estabilidade de estruturas de solo reforçado (Porkharel, 1995).

Adicionalmente, o muro de solo reforçado deve também satisfazer às condições de estabilidade de um muro convencional, i.e. a estabilidade contra o deslizamento na base, estabilidade contra o tombamento e a estabilidade global do sistema muro e solo de fundação, geralmente feita através de um método de equilíbrio limite tradicional (método das fatias).