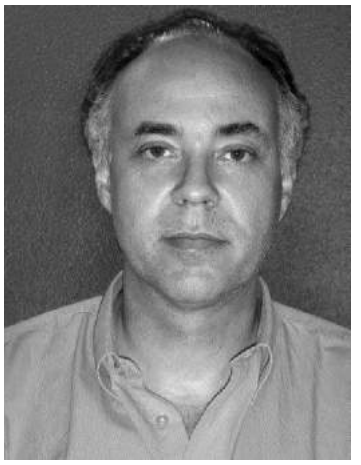
Obras de Contenção

Manual Técnico



Prof. Dr. Pérsio Leister de Almeida Barros

Engenheiro civil, formado pela Escola de Engenharia de São Carlos USP (1979), mestre em Geotecnia pela mesma instituição (1987) e doutor em Engenharia Mecânica pela Unicamp (1997). Realizou ainda estágio de pós-doutorado no Massachusetts Institute of Technology (MIT), nos EUA (2001).

É docente da área de Geotecnia da Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, da Unicamp, desde 1980, onde ministra cursos de graduação e de pós-graduação em:
• Mecânica dos Solos
• Fundações
• Estruturas de Contenção
• Dinâmica dos Solos e Fundações
• Ensaios de Laboratório de Mecânica dos Solos
• Métodos Numéricos em Geotecnia

Como pesquisador, publicou trabalhos em vários congressos internacionais e em periódicos especializados, tendo atuado nas áreas de:
• Projeto e análise de estruturas de contenção
• Estudo da interação dinâmica solo-estrutura
• Métodos de análise de estabilidade de taludes
• Parâmetros de compressão secundária de argilas moles
• Cálculo e análise automatizados de ensaio de laboratório de mecânica dos solos

Autor:
Prof. Dr. Pérsio Leister de Almeida Barros

Co-autores:
Eng. Gerardo Fracassi
Eng. Jaime da Silva Duran
Eng. Alexandre Marcos Texeira

MACCAFERRI

Maccaferri do Brasil Ltda.

ÍNDICE

1. INTRODUÇÃO 05

2. MUROS DE CONTENÇÃO 06

2.1 Definição de estruturas de contenção 06
2.2 Estruturas de contenção à gravidade 07
2.3 Estruturas de contenção em gabiões 09
2.4 Os gabiões 16
2.4.1 Gabiões tipo caixa 16
2.4.2 Gabiões tipo saco 18
2.4.3 Gabiões tipo colchão Reno® 20
2.5 Estruturas em gabiões: pesquisas e provas realizadas 22
2.5.1 Provas de cargas sobre gabiões em escala real 22
2.5.1.1 Prova de compressão simples 22
2.5.1.2 Provas de corte 24
2.5.2 Interpretação dos resultados 25
2.5.3 Provas de laboratório sobre a malha hexagonal de dupla torção 27
2.5.4 Provas de carga sobre estrutura em escala real 28

3. TEORIA E CÁLCULOS DE ESTABILIDADE 30

3.1 Resistência ao cisalhamento dos solos 30
3.1.1 Critério de Mohr - Coulomb 30
3.1.2 Cisalhamento dos solos não coesivos 31
3.1.3 Cisalhamento dos solos coesivos 32
3.2 Percolação d'água e drenagem 35
3.3 Coeficientes de segurança 37
3.4 Determinação do empuxo 38
3.4.1 Conceitos básicos 38
3.4.2 Teoria de Rankine 41
3.4.3 Teoria de Coulomb 49
3.4.4 Método de Equilíbrio Limite 54
3.4.5 Efeito de sobrecarga no empuxo ativo 55
3.4.6 Solo coesivo 58
3.4.7 Efeitos da água no empuxo ativo 59
3.4.7.1 Estrutura parcialmente submersa 59
3.4.7.2 Maciço sob influência de percolação d'água 60
3.4.8 Maciço em camadas (não homogêneo) 61
3.4.9 Efeito sísmico 64
3.5 Aplicação das teorias a muros de gabiões 67
3.5.1 Superfícies de rupturas curvas 68
3.6 Análise de estabilidade da estrutura de contenção 69
3.6.1 Tipos de ruptura 69

3.6.2 Forças que atuam sobre a estrutura . . . 70
3.6.3 Determinação dos empuxos . . . 71
3.6.4 Verificação da estabilidade contra o deslizamento . . . 72
3.6.5 Verificação da estabilidade contra o tombamento . . . 73
3.6.6 Verificação das pressões aplicadas à fundação . . . 74
3.6.7 Verificação da estabilidade contra a ruptura global . . . 77
3.6.8 Verificação da estabilidade contra a ruptura interna . . . 83
3.7 Esquema de cálculo . . . 84
3.7.1 Determinação do empuxo ativo . . . 84
3.7.1.1 Determinação da superfície de aplicação do empuxo ativo . . . 84
3.7.1.2 Escolha dos parâmetros do solo . . . 85
3.7.1.3 Cálculo pela teoria de Coulomb . . . 86
3.7.1.4 Cálculo pelo Método do Equilíbrio Limite . . . 90
3.7.2 Determinação do empuxo passivo . . . 100
3.7.2.1 Solo não coesivo . . . 100
3.7.2.2 Solo coesivo . . . 101
3.7.3 Determinação do peso do muro . . . 103
3.7.4 Estabilidade contra o escorregamento . . . 106
3.7.4.1 Forças que agem sobre o muro . . . 106
3.7.4.2 Equilíbrio de forças . . . 106
3.7.4.3 Atrito disponível na base . . . 107
3.7.4.4 Coeficiente de segurança . . . 108
3.7.5 Estabilidade contra o tombamento . . . 108
3.7.5.1 Momentos de tombamento . . . 108
3.7.5.2 Momentos resistentes . . . 109
3.7.5.3 Coeficiente de segurança . . . 109
3.7.6 Pressões aplicadas à fundação . . . 109
3.7.6.1 Distribuição das pressões . . . 109
3.7.6.2 Carga admissível na fundação . . . 110
3.7.7 Verificação das seções intermediárias . . . 111
3.7.7.1 Empuxo ativo parcial . . . 111
3.7.7.2 Verificação contra o escorregamento . . . 112
3.7.7.3 Pressão normal admissível . . . 113
3.8 Exemplos Resolvidos . . . 114
3.8.1 Exemplo Teórico 01 . . . 114
3.8.1.1 Dados do problema . . . 114
3.8.1.2 Superfície de aplicação do empuxo ativo . . . 115
3.8.1.3 Empuxo ativo . . . 116
3.8.1.4 Peso da estrutura . . . 116
3.8.1.5 Segurança contra o escorregamento . . . 118
3.8.1.6 Segurança contra o tombamento . . . 118
3.8.1.7 Pressões na fundação . . . 119
3.8.1.8 Seções intermediárias . . . 120

3.8.1.9 Estabilidade global 122
3.8.2 Exemplo Teórico 02. 123
3.8.2.1 Dados do problema. 123
3.8.2.2 Superfície de aplicação do empuxo ativo 124
3.8.2.3 Empuxo ativo 125
3.8.2.4 Peso da estrutura 127
3.8.2.5 Segurança contra o escorregamento 129
3.8.2.6 Segurança contra o tombamento 130
3.8.2.7 Pressões na fundação 131
3.8.2.8 Seções intermediárias. 132
3.8.2.9 Estabilidade global 134
3.8.3 Exemplo Teórico 03. 134
3.9 Casos de Obras 141
3.9.1 Caso 01. 141
3.9.1.1 Dados do problema. 141
3.9.1.2 Superfície de aplicação do empuxo ativo 142
3.9.1.3 Cálculo do empuxo ativo “E_a” 143
3.9.1.4 Determinação de “E_a” para a cunha de solo formada com ρ = 70º 146
3.9.1.5 Peso da estrutura 153
3.9.1.6 Segurança contra o escorregamento 155
3.9.1.7 Segurança contra o tombamento 155
3.9.1.8 Pressões na fundação 157
3.9.1.9 Seções intermediárias. 157
3.9.1.10 Estabilidade Global 160
3.9.2 Caso 02. 160
3.9.2.1 Dados do problema. 161
3.9.2.2 Superfície de aplicação do empuxo ativo 162
3.9.2.3 Cálculo do empuxo ativo “E_a” 163
3.9.2.4 Determinação de “E_a” para a cunha de solo formada com ρ = 60º 164
3.9.2.5 Peso da estrutura 167
3.9.2.6 Segurança contra o escorregamento 169
3.9.2.7 Segurança contra o tombamento 170
3.9.2.8 Pressões na fundação 171
3.9.2.9 Seções intermediárias. 172
3.9.2.10 Estabilidade global 174
3.10 O programa GawacWin® 175
3.11 Tabelas de rápida verificação 177

4. ESTRUTURAS EM GABIÕES – INFORMAÇÕES COMPLEMENTARES 183

4.1 Material de enchimento. 183
4.2 Colocação em Obra 184
4.2.1 Como colocar os Gabiões tipo Caixa 184
4.2.1.1 Operações Preliminares 184

4.2.1.2 Montagem 185
4.2.1.3 Colocação 186
4.2.1.4 Enchimento 187
4.2.1.5 Fechamento 189
4.2.2 Como colocar os Gabiões tipo Saco 189
4.2.2.1 Operações Preliminares 189
4.2.2.2 Montagem 190
4.2.2.3 Enchimento e fechamento 192
4.2.2.4 Colocação 192
4.2.3 Como colocar os Gabiões tipo Colchão Reno® 194
4.2.3.1 Operações Preliminares 194
4.2.3.2 Montagem 194
4.2.3.3 Colocação 196
4.2.3.4 Enchimento 197
4.2.3.5 Fechamento 197
4.3 Aterro. 198
4.4 Drenagens. 200
4.4.1 Drenagem superficial 201
4.4.2 Drenagem profunda 203
4.4.3 Necessidade de filtros de proteção. 206
4.4.3.1 Filtração com a utilização de geotêxteis. 207
4.4.3.1.1 A Permeabilidade 208
4.4.3.1.2 A Retenção 208
4.4.3.2 Colocação do geotêxtil 210
4.5 Informações práticas complementares 211
4.5.1 Nível da fundação 211
4.5.2 Preparação da fundação. 211
4.5.3 Gabiões das camadas de base 212
4.5.4 Posicionamento dos gabiões na estrutura 212
4.5.5 Escalonamento entre camadas. 212
4.5.6 Escalonamento interno e externo 213
4.5.7 Plataformas de deformação 213
4.5.8 Transposição de tubos, vigas, etc 214
4.5.9 Transição com outros tipos de estruturas. 215

5. Referências Bibliográficas 217

1. Introdução

A finalidade deste manual é proporcionar informações, critérios gerais e novas técnicas desenvolvidas para o dimensionamento, projeto e execução de obras flexíveis de contenção em gabiões.

Serão apresentados, portanto, resultados obtidos através de ensaios e pesquisas realizadas pela Maccaferri, direcionadas ao estudo da eficiência, resistência e comportamento de tais estruturas.

O propósito da Maccaferri é disponibilizar novas e úteis contribuições para as áreas de projeto e execução de obras de contenção, auxiliando o trabalho dos projetistas e construtores que utilizam as estruturas em gabiões.

Para uma análise mais detalhada sobre os argumentos aqui tratados, sugerimos a consulta às obras específicas que são indicadas nas referências bibliográficas.

Neste manual serão apresentados exemplos numéricos detalhados da aplicação das metodologias de cálculo expostas, bem como alguns detalhes sobre a aplicação dos gabiões.

A Maccaferri coloca-se à total disposição para a solução de problemas particulares, disponibilizando sua experiência, adquirida em mais de 100 anos de existência em todo o mundo.

2. Muros de Contenção

2.1 Definição de estruturas de contenção

Estruturas de contenção ou de arrimo são obras civis construídas com a finalidade de prover estabilidade contra a ruptura de maciços de terra ou rocha. São estruturas que fornecem suporte a estes maciços e evitam o escorregamento causado pelo seu peso próprio ou por carregamentos externos. Exemplos típicos de estruturas de contenção são os muros de arrimo, as cortinas de estacas prancha e as paredes diafragma. Embora a geometria, o processo construtivo e os materiais utilizados nas estruturas citadas sejam muito diferentes entre si, todas elas são construídas para conter a possível ruptura do maciço, suportando as pressões laterais exercidas por ele.

As estruturas de arrimo estão entre as mais antigas construções humanas, acompanhando a civilização desde as primeiras construções em pedra da pré-história. No entanto, o seu dimensionamento em bases racionais, utilizando modelos teóricos, só se desenvolveu a partir do século XVIII. Em 1773, Coulomb apresentou seu trabalho "Essai sur une des règles de maximis et minimis à quelques problèmes de statique, relatifs à l'achitecture". Em um dos capítulos deste trabalho Coulomb trata da determinação do empuxo lateral aplicado pelo solo sobre uma estrutura de arrimo. Esta determinação é o passo mais importante no dimensionamento de uma estrutura de arrimo. O trabalho de Coulomb constitui-se, ainda hoje, numa das bases principais dos métodos correntes de dimensionamento dos muros de arrimo. Mesmo com o desenvolvimento da moderna Mecânica dos Solos, o modelo idealizado por Coulomb continua a ser amplamente aplicado. O artigo original de Coulomb encontra-se reproduzido no livro de Heyman [1], juntamente com uma análise histórica do desenvolvimento das teorias de determinação de empuxos de terra.

A análise de uma estrutura de contenção consiste na análise do equilíbrio do conjunto formado pelo maciço de solo e a própria estrutura. Este equilíbrio é afetado pelas características de resistência, deformabilidade, permeabilidade e pelo peso próprio desses dois elementos, além das condições que regem a interação entre eles. Estas condições tornam o sistema bastante complexo e há, portanto, a necessidade de se adotarem modelos teóricos simplificados que tornem a análise possível. Estes modelos devem levar em conta as características dos materiais que influenciam o comportamento global, além da geometria e das condições locais.

Do lado do maciço devem ser considerados seu peso próprio, resistência, deformabilidade e geometria. Além disso, são necessários dados sobre as condições de drenagem local e cargas externas aplicadas sobre o solo. Do lado da estrutura devem ser considerados sua geometria, material empregado e sistema construtivo adotado. Finalmente, do ponto de

vista da interação, devem ser consideradas na análise as características das interfaces entre o solo e a estrutura, além da seqüência construtiva.

2.2 Estruturas de contenção à gravidade

Enquanto estruturas como as cortinas de estacas e paredes diafragma geralmente recorrem a métodos de suporte auxiliares para manterem-se estáveis, as estruturas à gravidade utilizam seu peso próprio e muitas vezes o peso de uma parte do bloco de solo incorporado a ela para sua estabilidade.

Os materiais utilizados e o formato da estrutura de contenção à gravidade são muito variados. A estrutura (muro) é formada por um corpo maciço que pode ser construído em concreto ciclópico, pedras argamassadas, gabiões ou até a combinação de vários tipos de materiais.

Sua estabilidade frente ao empuxo exercido pelo bloco de solo contido é provida por seu

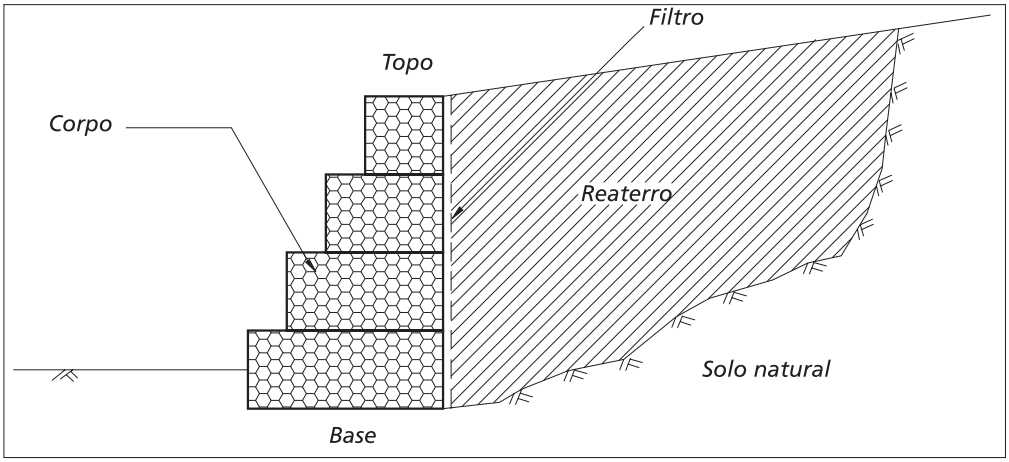


Figura 2.2.1 - Representação básica de um muro de contenção à gravidade em gabiões

peso próprio, daí seu nome. Na figura 2.2.1 são mostrados os principais elementos que compõem este tipo de estrutura e suas denominações.

Figura 2.2.2 - Arábia Saudita - Muros de contenção na residência real em Medina

Uma das características mais importantes das estruturas à gravidade é o lançamento e compactação do solo de aterro depois ou, no caso das estruturas em gabiões, durante a construção do muro, reconstituindo ou formando um novo maciço. Isto significa que, para a execução da estrutura é muitas vezes necessária a escavação do terreno natural. Desta forma, o bloco de solo contido é quase sempre composto por uma parte de solo natural e uma parte de material de aterro. Isto confere ao bloco de solo uma heterogeneidade inevitável, e a superfície de contato entre o solo natural e o aterro poderá constituir uma possível superfície de deslizamento.

A principal vantagem do muro de gravidade é sua simplicidade de execução. Para sua construção não se requer, em geral, mão-de-obra especializada. No entanto, para vencer desníveis muito altos o consumo de material é muito elevado, o que restringe a sua utilização a estruturas de pequeno e médio porte.

Em função do tipo de material utilizado para a sua construção, estas estruturas podem ser subdivididas em:

• **Estruturas rígidas:** Aquelas construídas com materiais que não aceitam qualquer tipo de deformação (ex.: concreto ciclópico, pedras argamassadas, etc.).

São muito utilizadas, entretanto apresentam algumas limitações técnicas e de aplicação que são:

Exigem bom terreno de fundação (não aceitam recalques ou assentamentos);
Necessitam de um eficiente sistema de drenagem;
Em geral o aterro não pode ser feito antes da total conclusão da estrutura.

• **Estruturas flexíveis:** Aquelas formadas por materiais deformáveis e que podem, dentro de limites aceitáveis, adaptar-se a acomodações e movimentos do terreno, sem perder sua estabilidade e eficiência (ex.: gabiões, blocos articulados, etc.).

A atual velocidade do desenvolvimento urbano e viário exige da engenharia, com freqüência, soluções modernas e eficientes para a contenção de taludes e encostas. Estas soluções devem aliar alta performance de trabalho à simplicidade construtiva e custo atraente, pois, caso contrário, transformam-se em fator complicador para a viabilização de projetos.

A escolha do tipo de contenção ideal é um processo criterioso e individualizado, em função

de diferentes fatores:

• **Físicos:** altura da estrutura, espaço disponível para sua implantação, dificuldade de acesso, sobrecargas etc.

• **Geotécnicos:** tipo de solo a conter, presença de lençol freático, capacidade de suporte do solo de apoio etc.

• **Econômicos:** disponibilidade de materiais e de mão-de-obra qualificada para a construção da estrutura, tempo de execução, clima local, custo final da estrutura etc.

Uma análise geral dos benefícios e limites de cada alternativa disponível permite concluir que soluções que utilizam telas metálicas, como as estruturas de gravidade em gabiões, apresentam características de construção, comportamento e custos que as tornam vantajosas para uma grande gama de aplicações.

2.3 Estruturas de contenção em gabiões

As estruturas de gravidade em gabiões já são um tradicional sistema de contenção. Sua origem é italiana e foram empregadas pela primeira vez, em sua versão moderna, no final do século XIX. Desde então sua utilização é crescente, e os campos de utilização são mais amplos a cada dia. No Brasil esta solução começou a ser utilizada no início dos anos 70 e hoje já existem muitas obras em todas as regiões do país.

São constituídas por elementos metálicos confeccionados com telas de malha hexagonal

Figura 2.3.1 - Brasil - Conjunto de estruturas formando patamares

de dupla torção, preenchidos com pedras. Essas estruturas são extremamente vantajosas, do ponto de vista técnico e econômico, na construção de estruturas de contenção, pois possuem um conjunto de características funcionais que inexistem em outros tipos de estruturas.

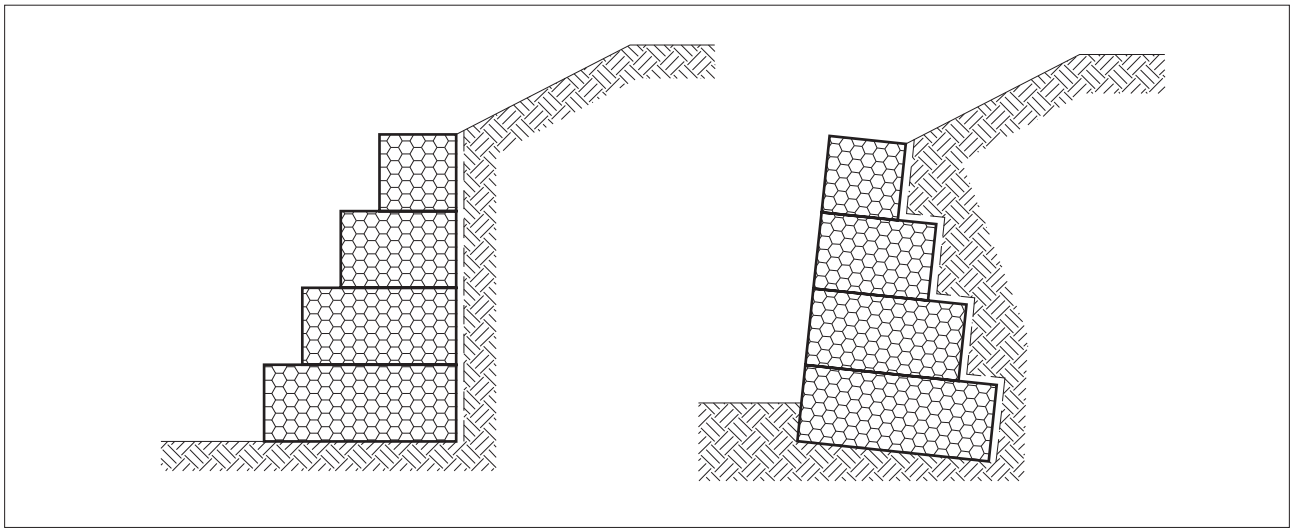


Figura 2.3.2 - Muro de gabiões com degraus externos e com degraus internos

Todas as unidades são firmemente unidas entre si através de costuras com arames de mesmas características daqueles da malha, de modo a formar uma estrutura monolítica.

A escolha do material a ser usado, seja no que se refere às características da malha quanto ao que se refere ao material de enchimento, é de fundamental importância para a obtenção de uma estrutura realmente eficaz.

A malha, em particular, deve possuir as seguintes características:

- Elevada resistência mecânica;
- Elevada resistência à corrosão;
- Boa flexibilidade;
- Não se desfiar facilmente.

O tipo de malha metálica que melhor atende a estes requisitos é aquela do tipo hexagonal de dupla torção, produzida com arames de baixo teor de carbono, revestidos com liga de zinco 95%, alumínio 5% e terras raras (Zn 5Al MM = Galfan®), com ou sem revestimento plástico.

Como já mencionado, a construção de um muro de gabiões é extremamente simples, mesmo assim a estrutura final terá características técnicas muito importantes. De fato, podemos considerar as contenções em gabiões como estruturas:

Monolíticas: Todos os elementos que formam as estruturas em gabiões são unidos entre si através de amarrações executadas ao longo de todas as arestas em contato. O resultado é um bloco homogêneo que tem as mesmas características de resistência em qualquer ponto da estrutura.

Figura 2.3.3 - Venezuela - Seção robusta onde se observa a monoliticidade do conjunto

Resistentes: É equivocada a impressão de que uma estrutura formada por telas metálicas não tem resistência estrutural ou longa vida útil. As telas utilizadas são em malha hexagonal de dupla torção. Este tipo de malha proporciona distribuição mais uniforme dos esforços a que são submetidas e tem resistência nominal de tração conforme a tabela 2.5.2. A dupla torção impede o desfiamento da tela, caso ocorram rupturas em alguns dos arames que a compõem.

Figura 2.3.4 - Brasil - Contenção para acesso à britadora

Duráveis: Para garantir maior durabilidade os arames recebem revestimentos especiais para evitar sua corrosão. O primeiro tipo de revestimento é resultado de uma tecnologia moderna e consiste de uma liga composta por Zinco, Alumínio e Terras Raras (Zn 5Al MM = Galfan®) que é aplicada ao arame por imersão a quente. Este revestimento é utilizado quando a estrutura está localizada em um ambiente não agressivo. Nestas condições a vida útil do revestimento supera em muito os 50 anos. Quando a estrutura estiver em contato direto com ambientes quimicamente agressivos (urbanos ou não), ambientes litorâneos ou zonas com alto grau de contaminação, é necessária a adoção de um revestimento suplementar em material plástico (Zn 5Al MM + plástico), o que torna o arame totalmente inerte a ataques químicos.

Estes revestimentos, aplicados aos arames que formam as malhas dos gabiões, garantem que a deterioração da estrutura será extremamente lenta e com efeitos não mais graves do que se registra em qualquer outro tipo de solução, mesmo quando inseridas em ambientes agressivos, caracterizando-as como obras definitivas.

Deve-se também considerar que, com o tempo, a colmatação dos vazios entre as pedras pela deposição de solo transportado pelas águas e/ou vento e o crescimento das raízes das plantas que se desenvolvem nos gabiões, consolidam ainda mais a estrutura e aumentam seu peso melhorando sua estabilidade.

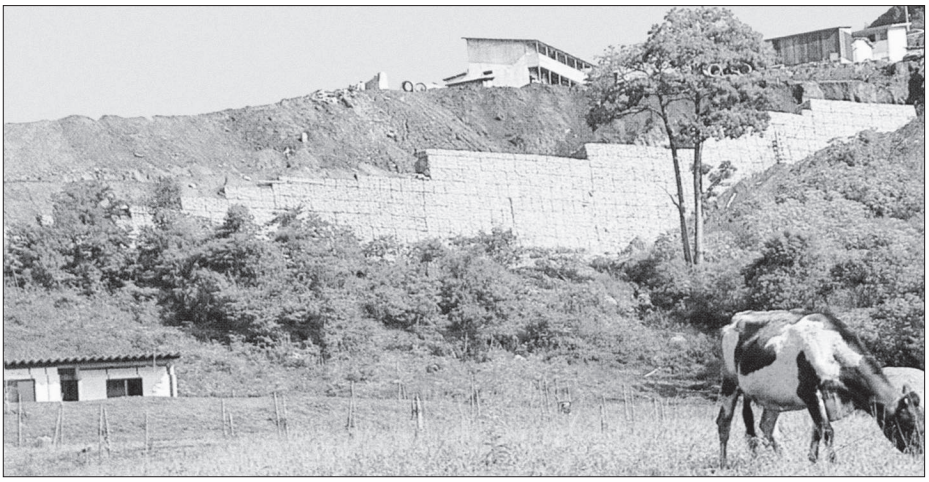


Figura 2.3.5 - Brasil - Muro executado em 1986

Armadas: São estruturas armadas, em condição de resistirem a solicitações de tração e corte. A armadura metálica não tem somente a função de conter as pedras, mas também de suportar e distribuir os esforços de tração oriundos daqueles que agem sobre a estrutura, mesmo quando tais esforços são conseqüência de assentamentos ou recalques localizados e não previstos em cálculo. Tal característica, inexistente nas contenções de pedra argamassada e concreto ciclópico, é de fundamental importância quando a estrutura está apoiada sobre solos de pobres características físicas.

Flexíveis: Permitem a adaptação das estruturas a acomodações e movimentos do terreno, sem perder sua estabilidade e eficiência. Devido à flexibilidade, é o único tipo de estrutura que dispensa fundações profundas, mesmo quando construídas sobre solos com baixa capacidade de suporte. Essa característica também permite, na maioria dos casos, que a estrutura se deforme muito antes do colapso permitindo a detecção antecipada do problema e propiciando a oportunidade de realizar intervenções de recuperação, minimizando gastos e evitando acidentes com proporções trágicas.

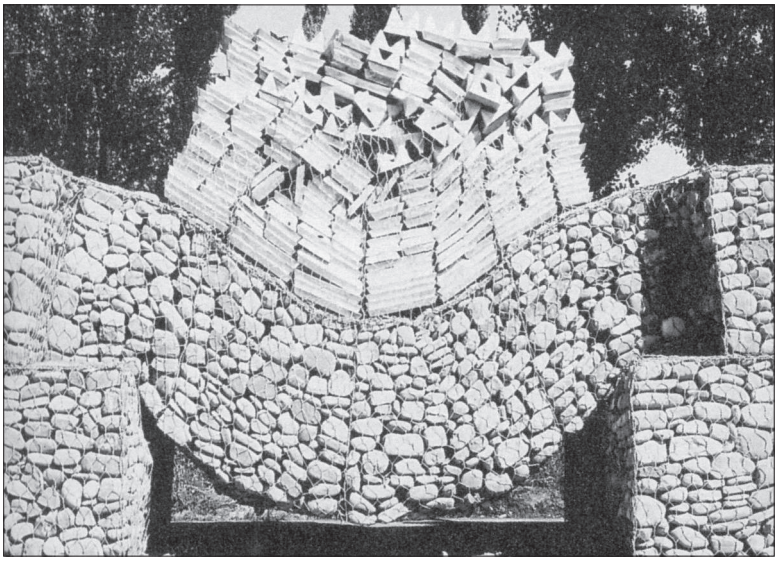


Figura 2.3.6 - Itália - Prova de carga realizada pela Maccaferri

Permeáveis: Um eficiente sistema drenante é indispensável para a boa performance e vida útil de estruturas de contenção. As contenções em gabiões, pelas características intrínsecas dos materiais que as compõem, são totalmente permeáveis e, portanto autodrenantes, aliviando por completo o empuxo hidrostático sobre a estrutura. Faz-se necessário comentar que problemas com drenagem são a causa mais comum de instabilidade de estruturas de contenção.

Figura 2.3.7 - Bolívia - Detalhe da característica de ser auto-drenante

De baixo impacto ambiental: Atualmente, as obras de engenharia de infra-estrutura devem causar o menor impacto possível ao meio ambiente necessitando a aprovação, sob este enfoque, por parte dos órgãos competentes. As estruturas em gabiões se adaptam muito bem a este conceito, durante sua construção e ao longo da vida de trabalho da obra. Devido a sua composição não interpõem obstáculo impermeável para as águas de infiltração e percolação. Com isso, principalmente nas obras de proteção hidráulica, as linhas de fluxo não são alteradas e o impacto para a flora e fauna local é o menor possível. Integram-se rapidamente ao meio circundante, possibilitando que o ecossistema, anterior à obra, se recupere quase que totalmente.

Nas situações em que o impacto visual da estrutura possa causar prejuízo ao meio, pode-se fomentar o crescimento da vegetação por sobre a mesma, fazendo com que os gabiões se integrem perfeitamente à vegetação local. Esta técnica é bastante comum nas obras de contenção em áreas residenciais.

Outras situações exigem um aspecto arquitetônico e paisagístico agradável da obra, e as estruturas em gabiões, pelos materiais utilizados, apresentam texturas e cores que, segundo a situação, podem se mesclar ao meio circundante integrando-a visualmente ao local ou gerar um destaque impactante.

Tais características fazem com que as estruturas em gabiões sejam preferidas e amplamente utilizadas em obras com grande preocupação paisagística e ambiental.

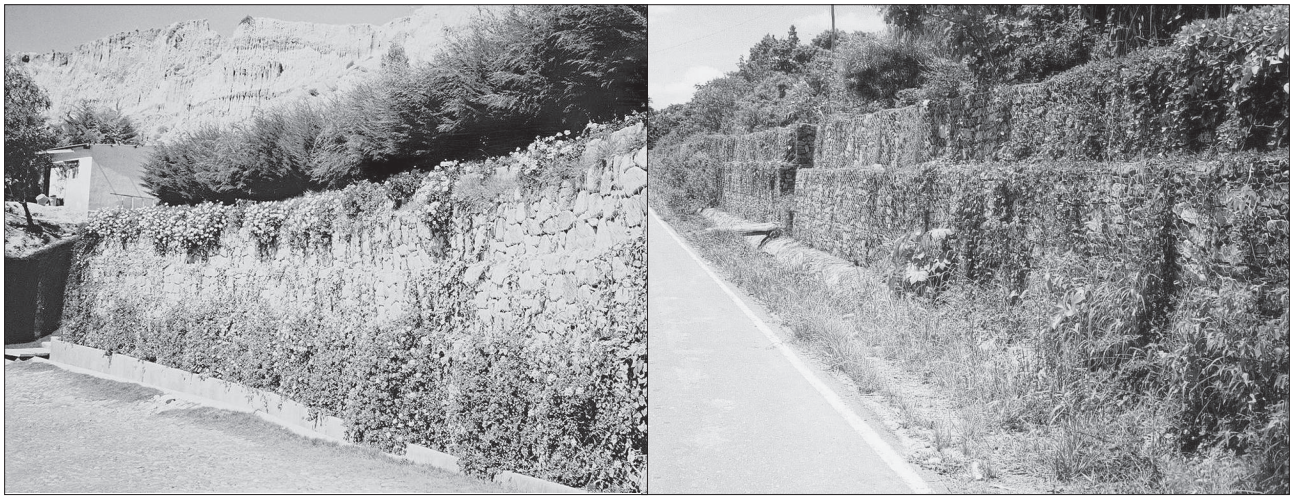


Figura 2.3.8 - Exemplos de contenções com baixo impacto ambiental

Práticas e versáteis: Apresentam extrema facilidade construtiva, já que os materiais utilizados são secos - gabiões (invólucros metálicos), pedras e tábuas (p/ gabaritos) - e a mão-de-obra necessária para montagem e enchimento dos elementos é basicamente formada por serventes (ajudantes gerais), coordenados por mestres-de-obras. Devido a

estas características, podem ser construídas sob qualquer condição ambiental, com ou sem equipamento mecânico mesmo em locais de difícil acesso.

Por não exigirem mão-de-obra especializada, são extremamente vantajosas em locais com poucos recursos, podendo também ser construídas sob regime de mutirão, trazendo, em ambos os casos, benefícios sociais à comunidade local.

Quando se opta por enchimento mecânico dos elementos, pode-se usar qualquer tipo de equipamento destinado a escavações em obras de terraplanagem.

Toda estrutura em gabiões entra em funcionamento tão logo os elementos sejam preenchidos, isto é, imediatamente, não sendo necessários tempos de cura e desforma. Isso permite que o aterro seja lançado contemporaneamente à construção do muro. Para certas aplicações, essa característica pode ser muito importante na operacionalidade e andamento da obra.

Outro ponto a ser destacado é que uma eventual modificação ou ampliação da estrutura, necessária em função de mudanças na configuração local ou no comportamento hidráulico ou estático da obra, pode ser realizada apenas adicionando ou retirando elementos à estrutura original.

Caso necessário, eventuais serviços de manutenção em elementos com telas danificadas podem ser realizados de maneira fácil e rápida, sobrepondo-se e amarrando-se um novo painel àquele danificado.

Figura 2.3.9 - França - Estruturas com função estética e arquitetônica

Econômicas: Quando comparadas a outros tipos de soluções, com as mesmas resistências estruturais, apresentam custos diretos e indiretos mais baixos. Pode-se ainda construí-la em etapas, adequando cada etapa ao balanço financeiro da obra.

2.4 Os gabiões

São elementos modulares, com formas variadas, confeccionados a partir de telas metálicas em malha hexagonal de dupla torção que, preenchidos com pedras de granulometria adequada e costurados juntos, formam estruturas destinadas à solução de problemas geotécnicos, hidráulicos e de controle da erosão. A montagem e o enchimento destes elementos podem ser realizados manualmente ou com equipamentos mecânicos comuns.

Para as estruturas de contenção à gravidade podem ser utilizados os seguintes tipos:

2.4.1 Gabiões tipo caixa

O gabião tipo caixa é uma estrutura metálica, em forma de paralelepípedo, produzida a partir de um único pano de malha hexagonal de dupla torção, que forma a base, a tampa e as paredes frontal e traseira. A este pano base são unidos, durante a fabricação, painéis

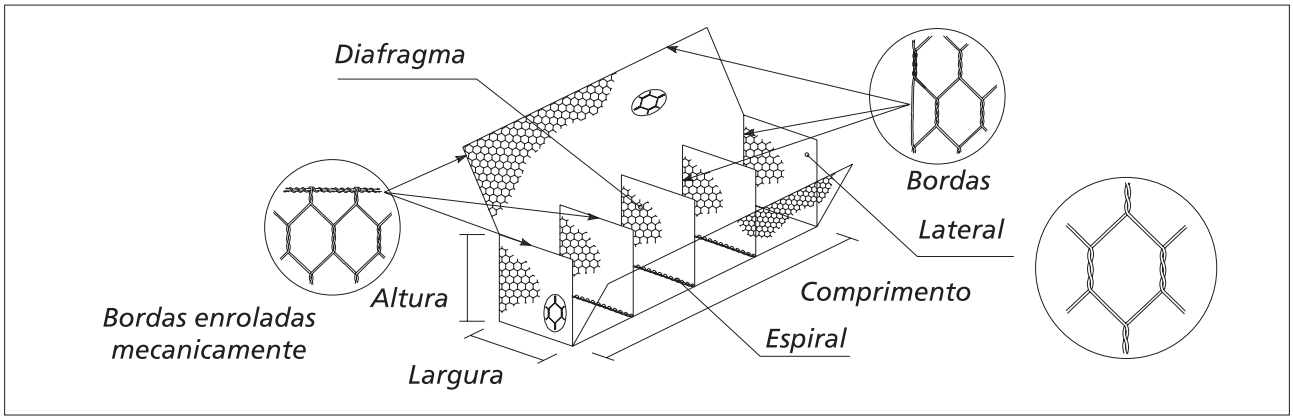


Figura 2.4.1 - Elementos constituintes dos gabiões tipo caixa

que formarão as duas paredes das extremidades e os diafragmas (figura 2.4.1).

Depois de retirado do fardo, cada elemento deve ser completamente desdobrado e montado em obra, assumindo a forma de um paralelepípedo (figura 2.4.1). É posteriormente transportado e instalado, conforme definido em projeto, e amarrado, ainda vazio, aos gabiões adjacentes (ver capítulo 4.2.1 “Como colocar os gabiões tipo caixa”).

Deve ser preenchido com material pétreo, com diâmetro médio nunca inferior à menor dimensão da malha hexagonal.

A rede, em malha hexagonal de dupla torção, é produzida com arames de aço com baixo teor de carbono, revestidos com uma liga de zinco, alumínio (5%) e terras raras (revestimento Galfan®), que confere proteção contra a corrosão. Quando em contato com

água, é aconselhável que seja utilizada a malha produzida com arames com revestimento adicional de material plástico, que oferece uma proteção definitiva contra a corrosão.

As dimensões dos gabiões caixa são padronizadas:

- o comprimento, sempre múltiplo de 1 m, varia de 1 m a 4 m, com exceção do gabião de 1,5 m;
- a largura é sempre de 1 m;
- e a altura pode ser de 0,50 m ou 1,00 m.

A pedido, podem ser fabricados gabiões caixa de medidas diferentes das padronizadas.

Gabiões Caixa com Diafragmas				
Dimensões Padrão			Volume [m³]	Diafragmas
Comprimento [m]	Largura [m]	Altura [m]		
1,50	1,00	0,50	0,75	-
2,00	1,00	0,50	1,00	1
3,00	1,00	0,50	1,50	2
4,00	1,00	0,50	2,00	3
1,50	1,00	1,00	1,50	-
2,00	1,00	1,00	2,00	1
3,00	1,00	1,00	3,00	2
4,00	1,00	1,00	4,00	3

Tabela 2.4.1 - Dimensões padrão dos gabiões tipo caixa

São as estruturas flexíveis mais adequadas para a construção de obras de contenção.

2.4.2 Gabiões tipo saco

Figura 2.4.2 - Detalhe construtivo de obra com Gabiões Caixa

Os gabiões tipo saco são estruturas metálicas, com forma de cilindro, constituídos por um único pano de malha hexagonal de dupla torção que, em suas bordas livres, apresenta um arame especial que passa alternadamente pelas malhas para permitir a montagem da peça no canteiro (figura 2.4.3).

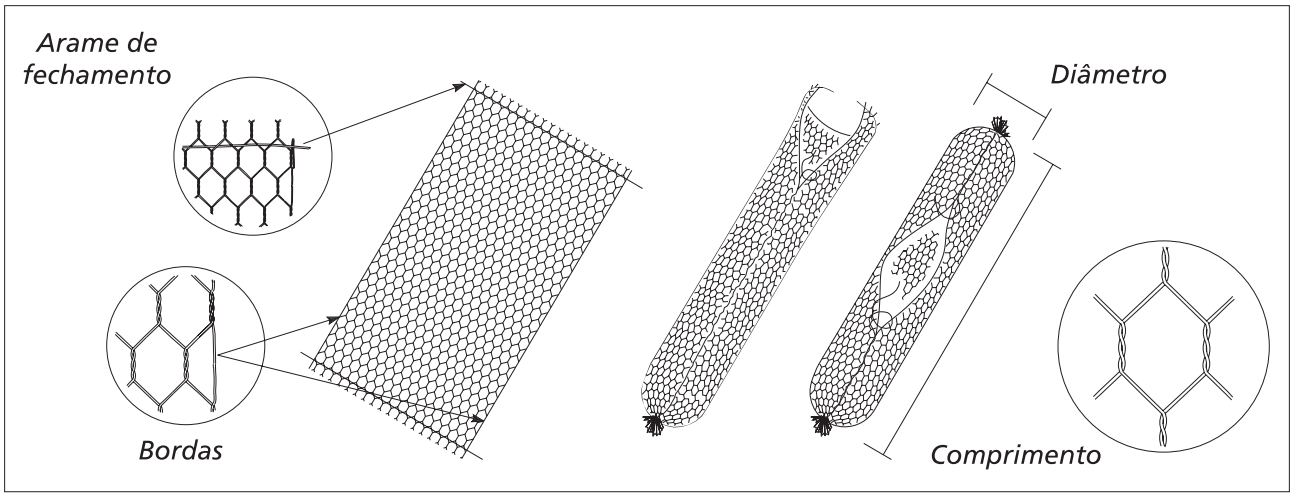


Figura 2.4.3 - Elementos constituintes dos gabiões tipo saco

É um tipo de gabião extremamente versátil devido a seu formato cilíndrico e método construtivo, sendo que as operações de montagem e enchimento são realizadas em obra para posterior instalação, com o auxílio de equipamentos mecânicos.

Geralmente empregado como apoio para estruturas de contenção, em presença de água ou sobre solos de baixa capacidade de suporte, devido a sua extrema facilidade de colocação.

Estas características fazem do gabião saco uma ferramenta fundamental em obras de emergência. Depois de montado, ele é preenchido com rapidez, próximo do lugar de utilização. Seu enchimento é realizado pela extremidade (tipo saco) ou pela lateral (tipo bolsa). Depois de concluídas estas etapas, os gabiões tipo saco podem ser estocados para posterior aplicação ou podem ser imediatamente lançados no local de aplicação com o auxílio de um guindaste.

O enchimento com pedras não depende de uma arrumação tão criteriosa quanto os gabiões tipo caixa, devido às características e funções que desempenham nas obras em que são empregados. A menor dimensão das pedras nunca deve ser menor que a abertura da malha. As amarrações entre os gabiões tipo saco não são necessárias (ver capítulo 4.2.2 “Como colocar os gabiões tipo saco”).

A rede, em malha hexagonal de dupla torção, é produzida com arames de aço com baixo teor de carbono, revestidos com uma liga de zinco, alumínio (5%) e terras raras (revestimento Galfan®), que confere proteção contra a corrosão. Como estes elementos trabalham em contato constante com água e em ambientes normalmente agressivos, utiliza-se, para a produção dos gabiões tipo saco, a malha produzida com arames com revestimento adicional de material plástico, que oferece uma proteção definitiva contra a corrosão.

As dimensões dos gabiões saco são padronizadas:
• o comprimento, sempre múltiplo de 1 m, varia de 1 m a 6 m;
• o diâmetro é sempre de 0,65 m;

A pedido, podem ser fabricados gabiões tipo saco de medidas diferentes das padronizadas.

Gabiões Tipo Saco		
Dimensões Padrão		Volume [m³]
Comprimento [m]	Diâmetro [m]	
2,00	0,65	0,65
3,00	0,65	1,00
4,00	0,65	1,30
5,00	0,65	1,65
6,00	0,65	2,00

Tabela 2.4.2 - Dimensões padrão dos gabiões saco

Figura 2.4.5 - Uso de gabiões saco em obra com presença d'água

2.4.3 Gabiões tipo colchão Reno®

O colchão Reno® é uma estrutura metálica, em forma de paralelepípedo, de grande área e pequena espessura. É formado por dois elementos separados, a base e a tampa, ambos produzidos com malha hexagonal de dupla torção (figura 2.4.6).

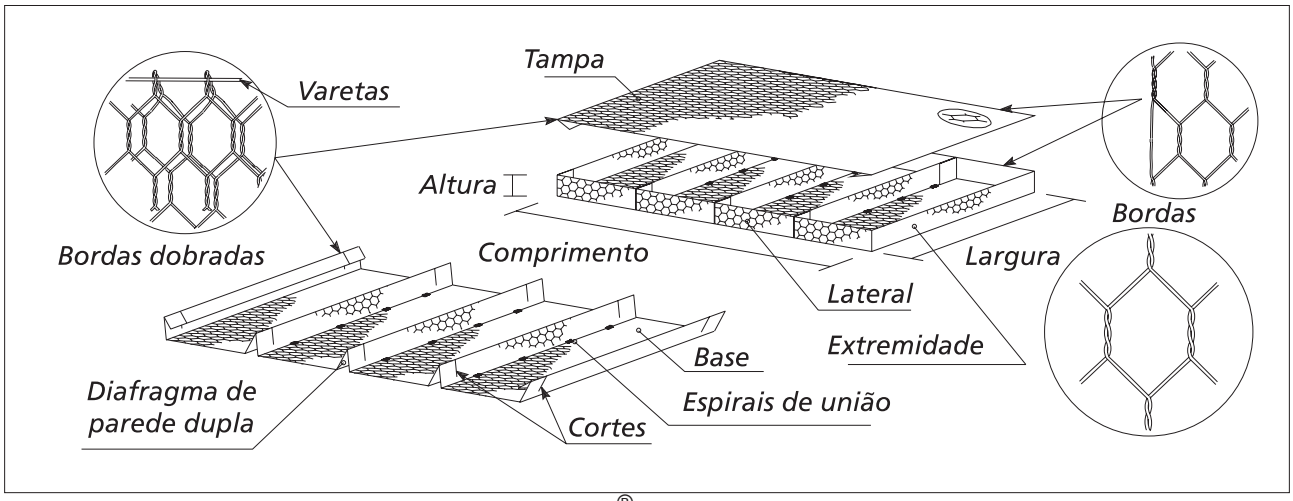


Figura 2.4.6 - Elementos constituintes dos colchões Reno®

O pano que forma a base é dobrado durante a produção para formar os diafragmas, um a cada metro, os quais dividem o colchão em células de aproximadamente dois metros quadrados. Em obra é desdobrado e montado para que assuma a forma de paralelepípedo. É posteriormente transportado e posicionado conforme especificado em projeto, e então, costurado, ainda vazio, aos colchões Reno® adjacentes (ver capítulo 4.2.3 “Como colocar os colchões Reno®”).

Deve ser preenchido com material pétreo, com diâmetro médio nunca inferior à menor dimensão da malha hexagonal.

São estruturas flexíveis adequadas para a construção de obras complementares tais como plataformas de deformação para proteger a base dos muros, canaletas de drenagem, revestimento de taludes além de sua função principal, que é atuar como revestimento flexível de margens e fundo de cursos d’água.

A rede, em malha hexagonal de dupla torção, é produzida com arames de aço com baixo teor de carbono, revestido com uma liga de zinco, alumínio (5%) e terras raras (revestimento Galfan®), que confere proteção contra a corrosão. Como estes elementos trabalham em contato constante com água e em ambientes normalmente agressivos, utiliza-se, para a produção dos colchões Reno®, a malha produzida com arames com revestimento adicional de material plástico, que oferece uma proteção definitiva contra a corrosão. Deve-se recordar que, mesmo quando em fase de projeto as análises da água indiquem que esta

não é agressiva, é quase impossível fazer previsões sobre como será sua qualidade depois de alguns anos.

Para o correto dimensionamento dos colchões Reno® consulte o manual técnico "Revestimentos de canais e cursos de água", editado pela Maccaferri.

Quando necessário, os colchões Reno® podem ser montados, preenchidos e posteriormente lançados, com o auxilio de equipamentos mecânicos.

As dimensões dos colchões Reno® são padronizadas. Seu comprimento, sempre múltiplo de 1 m, varia entre 3 m e 6 m, enquanto sua largura é sempre de 2 m. Sua espessura pode variar entre 0,17 m, 0,23 m e 0,30 m. A pedido podem ser fabricados colchões Reno® de medidas diferentes daquelas padronizadas.

Colchões Reno®				
Dimensões Padrão			Área [m²]	Diafragmas
Comprimento [m]	Largura [m]	Altura [m]		
3,00	2,00	0,17	6	2
4,00	2,00	0,17	8	3
5,00	2,00	0,17	10	4
6,00	2,00	0,17	12	5
3,00	2,00	0,23	6	2
4,00	2,00	0,23	8	3
5,00	2,00	0,23	10	4
6,00	2,00	0,23	12	5
3,00	2,00	0,30	6	2
4,00	2,00	0,30	8	3
5,00	2,00	0,30	10	4
6,00	2,00	0,30	12	5

Tabela 2.4.3 - Dimensões padrão dos gabiões tipo colchão Reno®

Figura 2.4.7 - Construção de plataformas de deformação em Colchões Reno®

2.5 Estruturas em gabiões: pesquisas e provas realizadas

A partir das características das estruturas em gabiões, se deduz que, para obras de contenção de solo, os critérios de cálculo devem considerar a natureza particular do material "gabião" e suas características físicas e mecânicas.

Com o objetivo de individualizar as características inerentes às estruturas em gabiões, a Maccaferri realizou, com a colaboração de alguns institutos de pesquisa e universidades, uma série de provas experimentais e práticas. A seguir são apresentados os resultados, observações e conclusões destas provas.

2.5.1 Provas de cargas sobre gabiões em escala real

2.5.1.1 Prova de compressão simples

As primeiras provas efetuadas foram as de compressão simples sem restrição lateral (com deformações livres das laterais). Estavam orientadas a fornecer indicações sobre:

• a máxima resistência do gabião à compressão;
• a seqüência dos fenômenos que acompanham a deformação progressiva do gabião devido às cargas crescentes;
• o colapso da estrutura (acomodação do material de enchimento, fraturas das pedras, deformação e ruptura da malha com a conseqüente fuga das pedras);
• a influência do sentido das malhas com respeito aos eixos de aplicação de carga;
• o efeito da presença de eventuais diafragmas incorporados aos gabiões.

Para verificar a eventual influência do sistema de aplicação de carga sobre a malha que confinava as pedras, algumas das provas efetuadas sobre gabiões simples foram repetidas sobre dois gabiões sobrepostos. Para cada tipo de gabião foram efetuadas 3 ou 4 provas.

O tipo de estrutura empregada, seu esquema (que representa a posição das malhas nas faces e a eventual presença de diafragmas internos), a sigla que indica a amostra, as dimensões iniciais da amostra antes da aplicação da carga vertical crescente, são apresentados na tabela 2.5.1.

Resultou confirmada a grande ductilidade dos gabiões que se deformam sensivelmente antes de alcançar a ruptura. Tal ruptura ocorreu sob valores de tensão de compressão de 30 a 40 kg/cm^2, nas provas cuja disposição das malhas e/ou a presença dos diafragmas permitem um maior confinamento das pedras de enchimento e também para as provas de compressão com restrição lateral (com confinamento das laterais, através da disposição de duas placas verticais de aço, oportunamente enrijecidas, confinando duas faces laterais opostas).

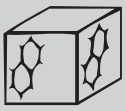
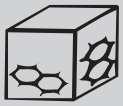
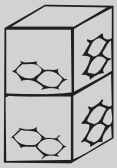
Tipo de Gabiões	Esquema de montagem	Nome	Dimensões iniciais		$P_{máx}$	$\sigma_{máx}$	Dimensões finais	
			Base [m]	Alt. [m]	[t]	kg/cm^2	Base [m]	Alt. [m]
Prova com os hexágonos das malhas na posição vertical		A/1	0,50 x 0,52	0,49	90,5	34,8	não medido	0,215
		A/2	0,53 x 0,55	0,47	120	41,2	0,81 x 0,85	0,235
		A/3	0,54 x 0,57	0,46	75	24,4	0,82 x 0,85	0,245
		A/4	0,53 x 0,56	0,50	93	31,3	0,82 x 0,85	0,260
Prova com os hexágonos das malhas na posição horizontal		Ao/1	0,47 x 0,57	0,53	25	9,3	0,67 x 0,74	0,390
		Ao/2	0,49 x 0,53	0,52	31	11,3	não medido	0,405
		Ao/3	0,48 x 0,58	0,53	31	11,1	0.74 x 0,72	0,360
Com diafragma horizontal: malha vertical em duas paredes e horizontal nas outras duas		B/1	0,48 x 0,50	0,52	105	43,8	não medido	0,260
		B/2	0,48 x 0,50	0,53	85	35,4	0,79 x 0,76	0,280
		B/3	0,47 x 0,51	0,55	112,5	46,9	não medido	0,225
		B/4	0,47 x 0,51	0,55	100	41,7	0,78 x 0,78	0,270
Com diafragma vertical e malhas verticais em todas as paredes		C/1	0,50 x 0,53	0,47	67,7	25,6	0,76 x 0,86	0,230
		C/2	0,50 x 0,59	0,48	120	40,7	0,80 x 0,88	0,210
		C/3	0,51 x 0,60	0,50	136	40,4	não medido	0,230
Prova realizada com dois gabiões, um em cima do outro, com malhas horizontais		(Ao+Ao)/1	0,50 x 0,58	1,00	30	10,3	não medido	0,685
		(Ao+Ao)/2	0,50 x 0,56	1,05	28,5	10,2	0,75 x 0,72	0,775
		(Ao+Ao)/3	0,52 x 0,61	1,02	27	8,5	não medido	0,790
Idem à anterior com dois gabiões com malhas horizontais em duas paredes e verticais nas outras e diafragmas horizontais		(B+B)/1	0,50 x 0,54	1,10	45	16,5	não medido	0,570
		(B+B)/2	0,46 x 0,51	1,09	34,5	15,7	0,70 x 0,74	0,610
		(B+B)/3	0,48 x 0,50	1,80	40	16,7	0,73 x 0,80	0,580

Tabela 2.5.1 - Ensaios de compressão simples sobre os gabiões [13]

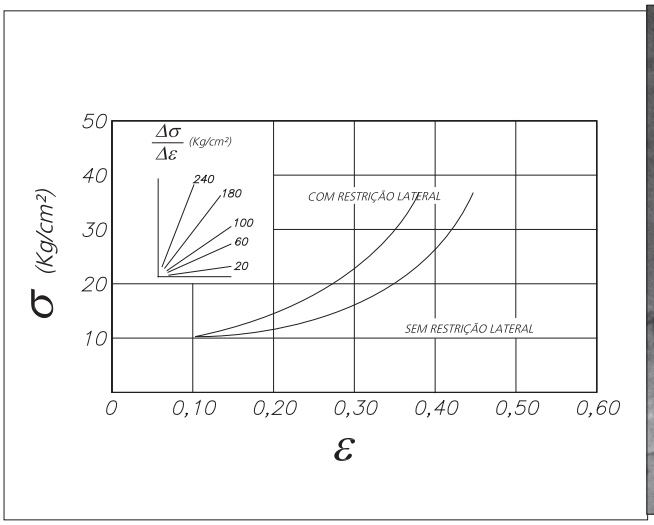


Figura 2.5.1 - Curvas experimentais σ x ε dos ensaios de compressão simples sobre gabiões com e sem restrição lateral

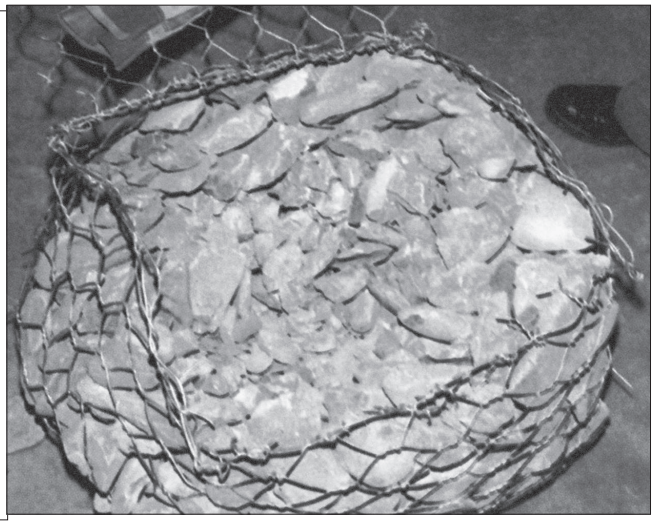


Figura 2.5.2 - Fenômeno de ruptura do material pétreo depois de finalizado o ensaio

2.5.1.2 Provas de corte

Com tal terminologia se quer fazer referência a um tipo de ensaio no qual prevalece a influência das tensões tangenciais sobre as normais. O tipo e o esquema da estrutura submetida ao ensaio, as dimensões de sua seção, a carga alcançada “P”, a tensão tangencial média máxima “τ” e as deflexões (flecha) máximas “H” estão indicados na tabela 2.5.2. Os resultados dos ensaios são mostrados na figura 2.5.3 e mostram uma notável resistência ao corte dos gabiões, acompanhada por consideráveis deformações. A resistência ao corte é dada pela presença da malha e, portanto, pode ser aumentada através da adequação da mesma ou pela introdução de diafragmas (figura 2.5.3).

Também nas provas de corte se observou uma certa acomodação inicial das pedras, com deformações relativamente grandes, seguidas por uma fase de endurecimento na qual a estrutura se torna mais rígida conforme a resistência da malha passa a ser mais solicitada.

Na tabela 2.5.2 estão indicados os valores do módulo elástico tangencial “G = τ / (2H/l)”, onde “l” é o vão livre entre os apoios, de aproximadamente 0,55 metro, calculado para a carga máxima e para uma carga “P= 2500 kg” (que corresponde mediamente ao inicio da fase rígida – ver diagrama “H x τ” da figura 2.5.3).

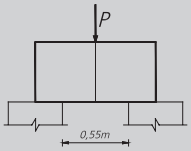
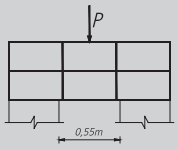
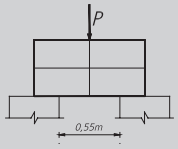
	Arranjo dos Gabiões	Dimensão da Seção [m]	Carga Máxima P [t]	Tensão Tangencial Máxima $\tau_{máx}$ [kg/cm²]	Deflexão Máxima H [m]	Módulo Tangencial para $P=P_{máx}$ $\frac{\tau_{máx}}{2.H/l}$ [kg/cm²]	Módulo Tangencial para P=2500kg $\frac{\tau_{máx}}{2.H/l}$ [kg/cm²]
1		0,54 x 0,53	12,20	2,13	0,16	3,65	2,12
2		0,48 x 0,55	9,60	1,82	0,21	2,40	1,75
3		0,53 x 0,53	11,10	1,98	0,13	4,20	2,55

Tabela 2.5.2 - Provas de resistência ao corte em gabiões

2.5.2 Interpretação dos resultados

Os resultados das provas, resumos e comentários presentes nos parágrafos precedentes podem servir para definir alguns aspectos do comportamento do material que constitui a estrutura em gabiões. Tais aspectos são úteis para fins de aplicação prática.

a) Inicialmente, tanto as provas de “compressão simples” como as de “corte” mostraram que, ao longo do primeiro ciclo de carga, não é possível definir um processo de deformações que seja reversível. Em outras palavras, o comportamento do material somente pode ser considerado elástico quando os valores de tensão forem baixos, sendo óbvio que as condições são melhoradas quando os gabiões são carregados com o confinamento lateral das duas faces opostas, restringindo a ocorrência de deformações a um único plano, o que equivale a impor um estado de deformação plana. Sendo que na prática tais condições são verificadas com freqüência, em certos aspectos a prova de compressão com restrição lateral resulta mais significativa que a prova à compressão simples.

b) Superada a fase do comportamento “elástico”, nas partes internas dos gabiões ocorrem fraturas das pedras com conseqüente movimentação interna e aumento da densidade. As

deformações associadas a este comportamento são de natureza irreversível e em tal caso se pode falar de comportamento “plástico” do material. Os diagramas tensão x deformação mostram claramente que, ao aumentarem as cargas, a rigidez do material cresce e, por outra parte, não se atinge também o campo das grandes deformações e uma verdadeira e própria ruptura das amostras. As duas circunstâncias citadas permitem definir o comportamento do material como sendo similar ao do tipo plástico-rígido.

c) O andamento dos diagramas tensão x deformação (correspondendo, por exemplo, às provas de compressão simples) tem uma correlação direta (em paridade de outras condições e em particular da densidade ou grau de enchimento dos gabiões) com a orientação das malhas da rede. As redes estão dispostas de tal modo a contrapor eficazmente as deformações transversais que reduzem a ductilidade da amostra. Os diafragmas horizontais intermediários também são eficientes nesta função. Tal resultado constitui a evidência experimental de que a resistência dos gabiões é substancialmente função da ação de confinamento que as malhas operam sobre as pedras.

Interpretando o comportamento dos gabiões segundo os critérios de resistência adotados comumente para os solos, por exemplo, o critério de Mohr-Coulomb, pode-se concluir que a ação de confinamento das redes sobre o material pétreo corresponde ao empuxo ativo. Por outro lado, as condições de trabalho nas estruturas em exercício são parecidas à situação experimental com restrição lateral (à ação de confinamento das redes se agrega o confinamento exercido pelos gabiões adjacentes), com um notável aumento de resistência (em igualdade de deformações, a carga suportada na prova com restrição lateral é cerca do dobro daquela suportada com deformação livre figura 2.5.1).

Isto é equivalente a um aumento do ângulo de atrito interno do material confinado de cerca de 5%. Por outro lado, não é consistente considerar o gabião preenchido como um solo não coesivo, tendo em conta a resistência ao corte evidenciada nas provas. Tal resistência ao corte deve então ser interpretada como um mecanismo de absorção de cargas, similar àquele de uma viga armada, ou ainda, no âmbito dos critérios de resistência dos solos, considerar o gabião definitivamente dotado de um elevado ângulo de atrito interno e também de uma elevada coesão.

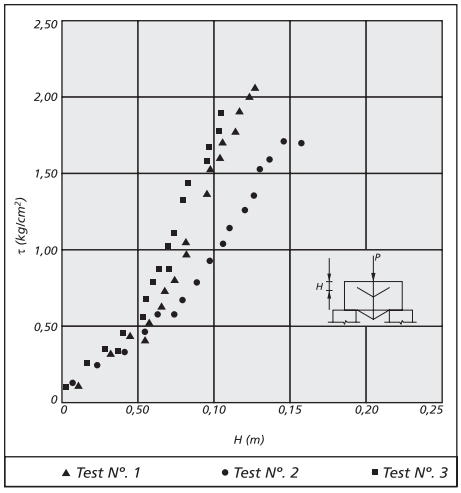


Figura 2.5.3 - Gráfico experimental τ x H da prova de corte

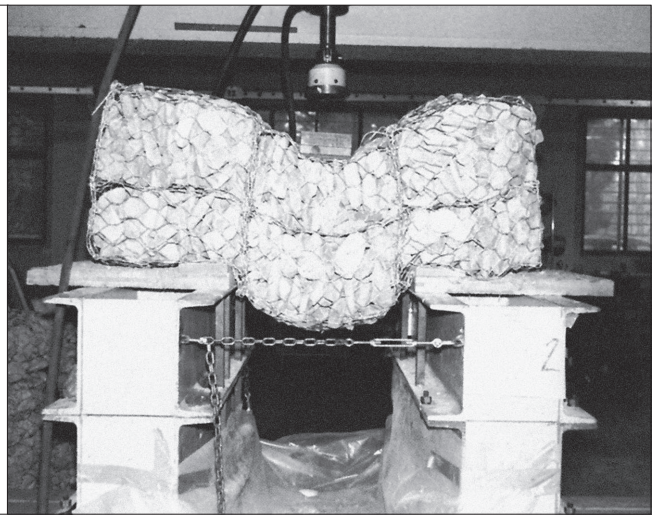


Figura 2.5.4 - Prova de resistência ao corte

2.5.3 Provas de laboratório sobre a malha hexagonal de dupla torção

A rede metálica de que estão constituídos os gabiões deve ser dotada de particulares características para garantir um adequado comportamento estrutural ou de duração ao longo do tempo. Para verificar as propriedades mecânicas da malha foram realizados ensaios no "Laboratório de Resistência dos Materiais da Faculdade de Engenharia de Bologna", no "Colorado Test Center Inc. – Denver / USA" [2] e nos laboratórios da própria Maccaferri.

Nestas provas se assumiu, como carga de ruptura, aquelas que provocaram a ruptura do primeiro arame. Na tabela 2.5.1 são apresentados os valores médios das cargas de ruptura por unidade de comprimento, expressos em kg/m, obtidos aplicando-se o esforço na direção das torções da rede.

Analogamente foram efetuadas provas de carga sobre panos de rede, aplicando o esforço na direção ortogonal às torções da rede; os valores de carga de ruptura transversal podem ser considerados, de modo geral, como sendo 1200 kg/m para a rede em malha tipo 6x8 com arame de diâmetro 2,2 mm e 2200 kg/m para a rede em malha tipo 8x10 e arame com diâmetro de 3 mm.

Em algumas provas foram medidos também os alongamentos da rede no momento da ruptura. Para cargas que atuam na direção longitudinal (sentido das torções), o alongamento é de 6 a 7%, enquanto para cargas atuantes na direção transversal ao sentido da textura, o alargamento é de 20 a 22%.

Finalmente foram realizadas algumas provas de "Puncionamento" sobre um pano de malha fixada em seus quatro lados e com um vão livre de 0,80 x 0,80 metros. A carga,

ortogonal ao plano da rede, foi transmitida por uma placa de distribuição metálica circular de 0,35 metro de diâmetro. Os primeiros arames se romperam no contato com os bordes arredondados da placa de distribuição a uma carga de aproximadamente 3250 kg.

2.5.4 Provas de carga sobre estrutura em escala real

Tipo de Malha	Carga de Ruptura [kg/m]				
	Arames - diâmetros em milímetros				
	2,00	2,20	2,40	2,70	3,00
5 x 7	3500	4000	4500	-	-
6 x 8	3000	3500	4200	4700	-
8 x 10	-	-	3400	4300	5300
10 x 12	-	-	-	3500	4300

Tabela 2.5.2 - Cargas de ruptura das malhas hexagonais de dupla torção (kg/m)

Provas de carga sobre muros em escala real (4.00 m de altura) foram realizadas entre dezembro de 1981 e fevereiro de 1982 no centro produtivo da Maccaferri S.p.A. em Zola Predosa (Bologna), com a colaboração do “Instituto de Técnicas das Construções” da Universidade de Bologna.

A necessidade de se efetuar tais provas foi definida pelas circunstâncias de que, no estágio inicial do estudo do comportamento dos gabiões, não podia ser quantificado exatamente o efeito escala que deve ser introduzido quando se trabalha com modelos reduzidos. Agindo desta maneira, os problemas para a realização das provas de carga sobre a estrutura resultaram operativamente mais complexos, porém as análises finais forneceram indicações muito úteis, e resultados significativos foram obtidos.

Uma completa descrição dos dispositivos de provas, do método de coleta de dados, das condições de carregamento, enfim um informe completo do ensaio pode ser encontrado na publicação “Strutture flessibili in gabbioni nelle opere di sostegno delle terre” [3], publicada pela Officine Maccaferri S.p.A. em janeiro de 1986. No presente manual serão feitas observações aos principais resultados obtidos.

O exame dos resultados permite concluir que as deformações de um muro de gabiões derivam principalmente do escorregamento “acomodação” que ocorre no material de enchimento quando a estrutura é submetida à ação do empuxo (e outros eventuais mecanismos de carregamento). Adicionalmente pode-se deduzir:

a) As deformações induzidas pelo carregamento são praticamente irreversíveis. De fato, como já foi exposto, nas provas de carga sobre gabiões isolados, estas estruturas não têm comportamento elástico.

b) A estrutura de prova, mesmo quando levada a seus limites e à perda da possibilidade de absorver maiores cargas, evidenciou um colapso extremamente gradual e, apesar das notáveis deformações, não apresentou colapso repentino e generalizado. Isto confirma que as estruturas em gabiões estão dotadas de elevada ductilidade, podendo sofrer elevadas deformações sem perder sua capacidade de resistir aos esforços aplicados.

A definição quantitativa de tal ductilidade é imprecisa, dadas as características complexas e compostas do material e de seu comportamento sob carga. Se pode, no entanto, falar de forma genérica de "coeficiente de ductilidade" como uma relação entre os valores das deformações que provocam as primeiras rupturas dos arames; com este critério é possível obter valores da ordem de 20 ou superiores, o que classifica as estruturas em gabiões como muito dúcteis.

c) A importância da influência da resistência à tração da rede metálica também foi confirmada nestas provas.

Com base nas observações anteriores podemos predizer de certa forma a classe de comportamento com a qual nos encontraremos durante a construção do muro e também o comportamento da estrutura durante sua vida de serviço.

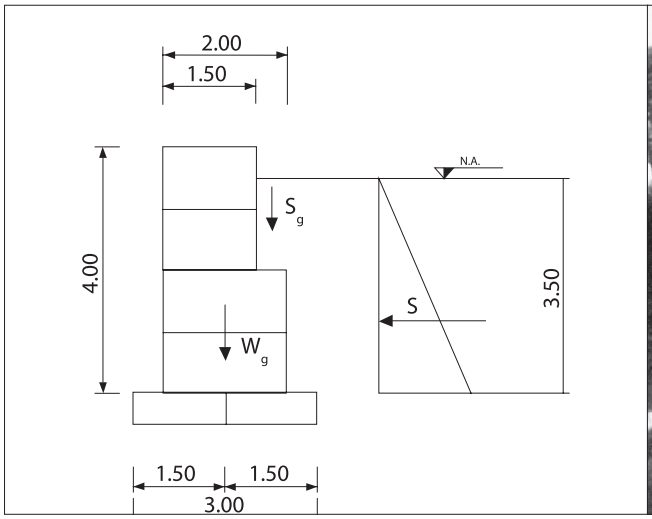


Figura 2.5.5 - Esquema do dispositivo de prova

Figura 2.5.6 - Detalhe das estruturas ensaiadas

3.1 Resistência ao cisalhamento dos solos

A resistência ao cisalhamento pode ser definida como o máximo valor que a tensão cisalhante pode alcançar ao longo de um plano qualquer no interior do maciço sem que haja ruptura da estrutura do solo. Como uma grande parte dessa resistência provém do atrito entre as partículas do solo, ela depende da tensão normal que age sobre este plano. Por outro lado, a maioria dos problemas de empuxo pode ser aproximada a um estado plano de deformação considerando apenas a seção principal do conjunto solo-estrutura e admitindo que todas as outras seções são iguais a esta.

3.1.1 Critério de Mohr-Coulomb

A lei que determina a resistência ao cisalhamento do solo é o critério de ruptura ou de plastificação do material. Trata-se de um modelo matemático aproximado que relaciona a resistência ao estado de tensão atuante. No caso dos solos, o critério mais amplamente utilizado é o critério de Mohr-Coulomb, que estabelece uma relação entre a resistência ao cisalhamento e a tensão normal. O critério de Mohr-Coulomb se baseia na lei de Coulomb e no critério de ruptura de Mohr.

O critério de Mohr-Coulomb assume que a envoltória de resistência ao cisalhamento do solo tem a forma de uma reta dada por:

$$s = c + \sigma.\tan \phi \qquad (01)$$

onde “s” é a resistência ao cisalhamento, “c” é chamada de coesão e “ϕ” o ângulo de atrito interno (figura 3.1.1).

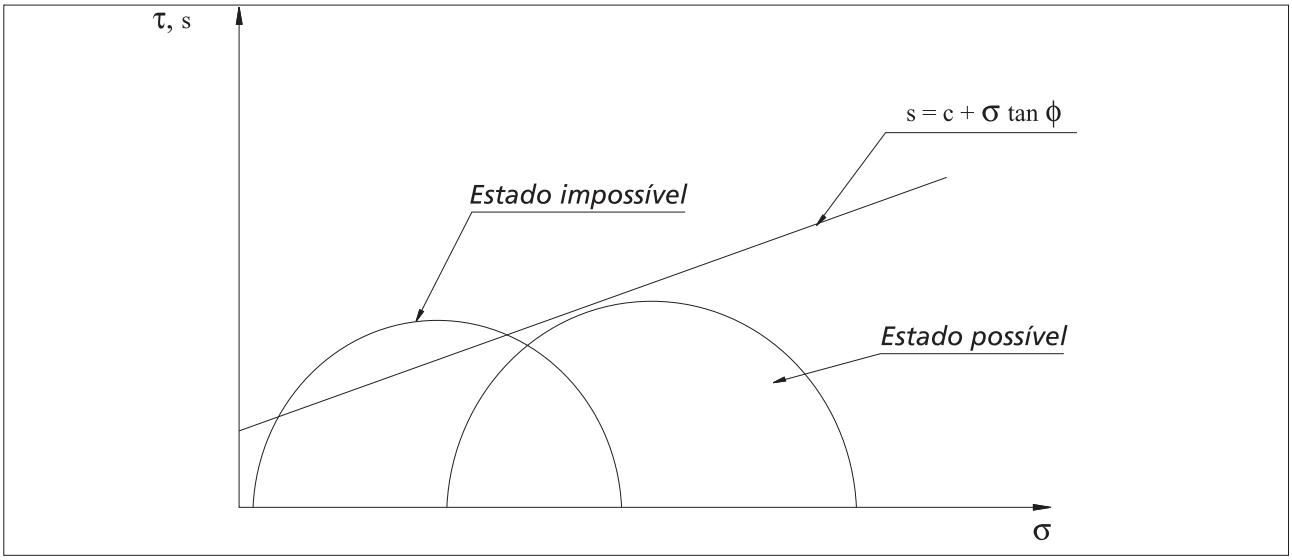


Figura 3.1.1 - Critério de Mohr-Coulomb

Assim, a coesão e o ângulo de atrito interno são os parâmetros da resistência ao cisalhamento do solo, segundo este critério de ruptura, e a sua determinação é fundamental na determinação do empuxo. Esta determinação pode ser feita por ensaios de laboratório, como o ensaio de cisalhamento direto e o ensaio de compressão triaxial. Podem também ser estimados a partir de ensaios de campo, ou mesmo a partir de outras características do material.

É importante notar que "c" e "ϕ" não são parâmetros intrínsecos do solo, mas parâmetros do modelo adotado como critério de ruptura. Além disso, o valor desses parâmetros depende de outros fatores, como teor de umidade, velocidade e forma de carregamento e condições de drenagem. Estes valores podem, inclusive, variar com o tempo, o que leva à conclusão de que o valor do empuxo também pode variar com o tempo. Isto torna a análise muito mais complexa e cabe ao projetista identificar o momento em que as condições do problema são mais desfavoráveis.

3.1.2 Cisalhamento dos solos não coesivos

Solos não coesivos são representados pelas areias e pedregulhos, também chamados de solos granulares. A resistência ao cisalhamento desses solos se deve principalmente ao atrito entre as partículas que os compõem. Assim, a envoltória de resistência pode ser expressa por:

$$s = \sigma.\tan \phi \qquad (02)$$

ou seja, a coesão "c" é nula, e o ângulo de atrito interno é o único parâmetro de resistência.

Os principais fatores que determinam o valor do ângulo de atrito interno "ϕ" são:

1. Compacidade: é o principal fator. Quanto maior a compacidade (ou menor índice de vazios), maior o esforço necessário para se romper a estrutura das partículas e, conseqüentemente, maior o valor de "ϕ".

2. Granulometria: nas areias bem graduadas as partículas menores ocupam os vazios formados pelas partículas maiores, conduzindo a um arranjo mais estável, com maior resistência. Além disso, as areias mais grossas tendem a se dispor naturalmente de forma mais compacta, devido ao peso próprio de cada partícula. Isto faz com que, em geral, o valor de "ϕ" seja um pouco maior nas areias grossas e pedregulhos.

3. Forma das partículas: partículas mais arredondadas oferecem menos resistência do que partículas mais irregulares. Assim, estas últimas apresentam "ϕ" maior.

4. Teor de umidade: a umidade do solo tem pequena influência na resistência das areias. Isto se deve ao fato de a água funcionar como um lubrificante nos contatos entre as partículas, diminuindo o valor de "ϕ". Além disso, quando a areia está parcialmente saturada, surgem tensões capilares entre as partículas, o que provoca o aparecimento de uma pequena coesão, chamada de coesão aparente. No entanto esta coesão desaparece quando o solo é saturado ou seco.

Na tabela 3.1.1 estão mostrados valores típicos do ângulo de atrito interno "ϕ" de alguns materiais granulares.

Solo	Ângulo de atrito efetivo [graus]	
	Fofo	Compacto
Pedra britada	36-40	40-50
Pedregulho de cava	34-38	38-42
Pedrisco (angular)	32-36	35-45
Areia de cava (subangular)	30-34	34-40
Areia de praia (arredondada)	28-32	32-38
Areia siltosa	25-35	30-36
Silte	25-35	30-35

Tabela 3.1.1 - Valores típicos de "ϕ" de alguns materiais

3.1.3 Cisalhamento dos solos coesivos

O comportamento dos solos argilosos no cisalhamento é muito mais complexo do que o dos solos granulares apresentados no item anterior. Isto se deve ao tamanho das partículas que compõem as argilas. Define-se como argila a fração do solo composta por partículas de tamanho menor que 0,002 mm. Nestas condições, a superfície específica, definida como a relação entre a superfície total de todas as partículas e o volume total dos sólidos, é muito maior no caso das argilas. Isto faz com que forças de superfície de natureza físico-químicas se tornem preponderantes no comportamento do solo. Estas forças dependem muito da distância entre as partículas. Assim, a resistência ao cisalhamento aumenta com o adensamento, quando as partículas são aproximadas umas das outras por efeito de um carregamento. Quando este carregamento é retirado, as forças de superfície impedem o retorno das partículas à situação anterior e surge então a coesão.

A presença de água nos vazios do solo argiloso também influencia muito a sua resistência. Isto se deve em parte ao fato de a água provocar um afastamento entre as partículas, diminuindo a coesão. Por outro lado, em solos argilosos parcialmente saturados, o efeito da sucção causada por forças de capilaridade tende a aumentar a coesão.

Outra característica importante ligada à presença de água, que influi no comportamento dos solos argilosos, é a sua baixa permeabilidade. Enquanto nas areias qualquer excesso de poro-pressão provocado pelo carregamento se dissipa quase imediatamente, no caso das argilas esta dissipação é muito mais lenta. Assim, a poro-pressão originada pelo carregamento continua agindo, mesmo após o término da construção, às vezes por anos. Distinguem-se, assim, duas situações extremas. A situação imediatamente posterior à aplicação da carga, quando pouca ou nenhuma dissipação de poro-pressão ocorreu, chamada de situação de curto prazo ou não drenada e aquela de longo prazo ou drenada, após a total dissipação de toda a poro-pressão causada pelo carregamento. O comportamento do solo em cada uma dessas duas condições é diferente, e o projeto deve levar em conta esta diferença.

A envoltória de resistência que representa a situação de curto prazo é denominada envoltória rápida ou não drenada "s_u". Esta envoltória é utilizada na análise quando se admite que no campo não ocorreu qualquer dissipação da poro-pressão ocasionada pela carga aplicada sobre o solo. Além disso, admite-se também que o valor da poro-pressão que age no campo é semelhante ao que age nos ensaios de resistência e, portanto, não necessita ser determinado. No caso de solos saturados, a envoltória rápida não apresenta atrito:

$$s_u = c_u \qquad (03)$$

onde "c_u" é chamada de coesão não drenada. Isto ocorre porque o aumento de pressão confiante não se traduz num aumento da resistência do solo já que sem drenagem não ocorre adensamento e então o aumento do confinamento é transferido para a água e se traduz num aumento igual da poro-pressão.

A tabela 3.1.2 mostra valores típicos da resistência não drenada "s_u" de argilas saturadas em função de sua consistência.

Consistência	s_u [kPa]	Características
Muito mole	0-10	Flui por entre os dedos quando a mão é fechada
Mole	10-20	Facilmente moldada pelos dedos
Firme	20-40	Moldada por forte pressão dos dedos
Rija	40-60	Deformada por forte pressão dos dedos
Muito rija	60-80	Pouco deformada por forte pressão dos dedos
Dura	> 80	Pouco deformada pela pressão de um lápis

Tabela 3.1.2 - Resistência não drenada "s_u" de argilas saturadas

Para solos parcialmente saturados, porém, há um aumento da resistência com o aumento do confinamento. Isto faz com que a envoltória "s_u" apresente uma parcela de atrito. Em geral se considera que a situação de saturação completa é mais crítica e, então, se despreza este atrito.

No outro extremo, a situação de longo prazo é caracterizada pela dissipação de toda a poro-pressão causada pela carga. A envoltória de resistência que representa essa situação é chamada de envoltória efetiva "s'" e é utilizada para se analisar situações em que toda a poro-pressão causada pelo carregamento se dissipou. Neste caso a análise é feita em termos de tensões efetivas e é necessário determinar as poro-pressões devidas ao lençol freático, quando presente.

Em argilas normalmente adensadas e saturadas a envoltória efetiva "s'" não apresenta coesão:

$$s' = \sigma'.\tan \phi' \quad (04)$$

onde "σ'" é a tensão normal efetiva e "ϕ'" é o ângulo de atrito efetivo do solo. A tabela 3.1.3 mostra valores do ângulo de atrito efetivo "ϕ'" de argilas em função do seu índice de plasticidade.

Índice de plasticidade [%]	ϕ [graus]
15	30
30	25
50	20
80	15

Tabela 3.1.3 - Ângulo de atrito efetivo "ϕ'"de argilas

A coesão efetiva surge apenas nas argilas pré-adensadas, como efeito do sobreadensamento do solo. Para pressões confinantes abaixo da pressão de pré-adensamento, a resistência ao cisalhamento é superior à da argila normalmente adensada. Ao se aproximar esta envoltória de uma reta num intervalo de tensões de trabalho que inclui tensões abaixo da pressão de pré-adensamento, a envoltória efetiva fica:

$$s' = c' + \sigma'.\tan' \phi' \quad (05)$$

onde "c'" é a coesão efetiva.

Na determinação de empuxos atuantes sobre estruturas de arrimo, em geral é mais indicada a análise em termos de tensões efetivas, utilizando-se a envoltória de resistência efetiva do solo. Isto porque a hipótese de empuxo ativo caracteriza um descarregamento do solo, e a situação de longo prazo é, em geral, mais desfavorável. Dessa forma, mesmo no caso de maciços formados por solos argilosos, a coesão efetiva é muito pequena, ou mesmo nula. Assim, é comum desprezar-se completamente a coesão no cálculo do empuxo ativo sobre estruturas de arrimo.

3.2 Percolação d'água e drenagem

A presença de água no solo influencia o comportamento das estruturas de contenção de várias maneiras. Em primeiro lugar, os parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo, em particular a coesão, diminuem quando a umidade aumenta. Também o peso específico do solo é aumentado pela presença de água nos vazios.

Além dessas influências, a pressão na água altera o valor do empuxo que atua sobre a estrutura. Como exemplo, veja a estrutura esquematizada na figura 3.2.1. Trata-se de um muro de arrimo que suporta um maciço saturado por efeito de chuvas intensas. Como a estrutura é impermeável e na base desse maciço há uma camada também impermeável, não há drenagem da água e, assim, esta exerce pressões hidrostáticas sobre o muro. Estas pressões podem, em muitos casos, superar o próprio empuxo exercido pelo solo.

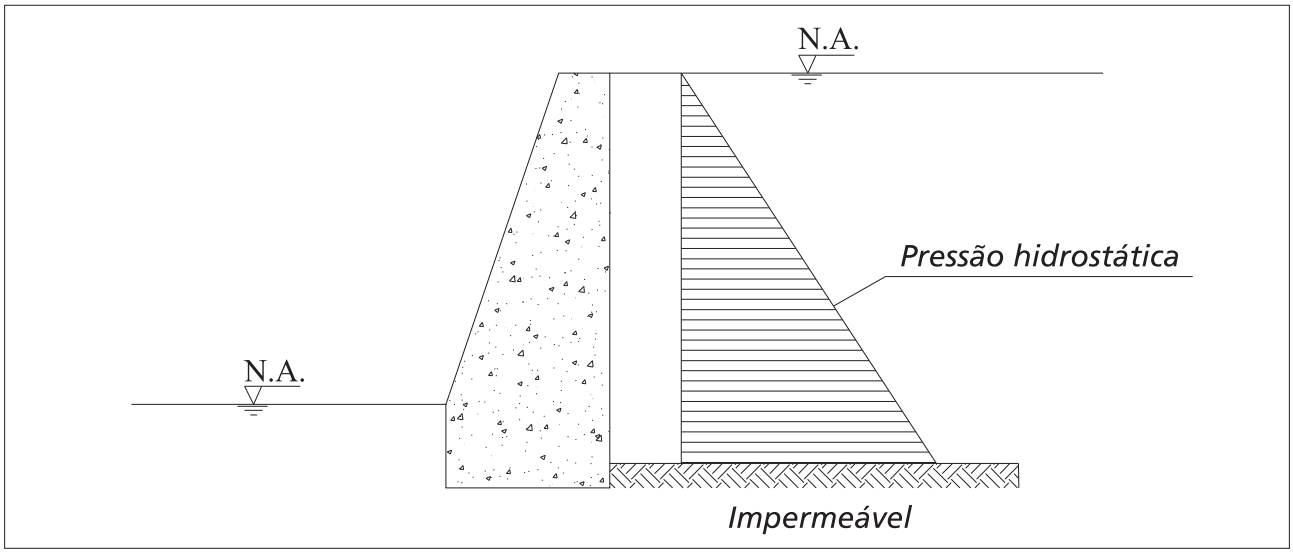


Figura 3.2.1 - Muro de arrimo sob a ação de um maciço saturado

Caso não haja a camada impermeável na base do maciço arrimado, a água irá percolar através dos vazios do solo e, então, a distribuição de pressões deixará de ser hidrostática. Além disso, no caso de estruturas de arrimo em gabiões, o próprio muro é permeável e, assim, a água também percola através dele.

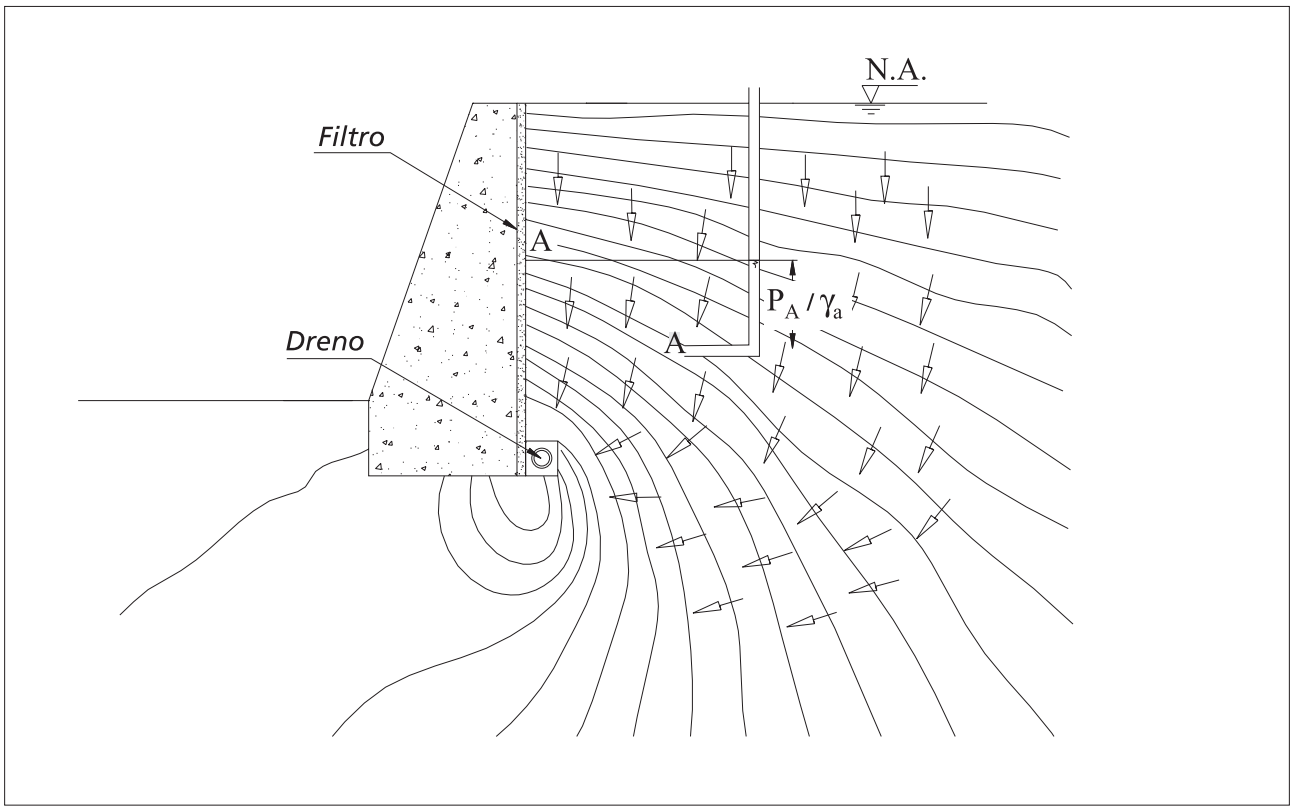


Figura 3.2.2 - Estrutura de arrimo com sistema de drenagem vertical

A pressão da água sobre a estrutura de arrimo, neste caso, é completamente eliminada como mostrado na figura 3.2.2. Neste caso há percolação de água através do solo e do muro. Foram traçadas equipotenciais com o auxílio de um programa de elementos finitos. As equipotenciais são curvas de mesma carga hidráulica total, que, por sua vez, resulta da soma das cargas altimétrica e piezométrica. Esta última expressa a pressão da água no interior do solo.

Ao longo do contato solo-estrutura a carga piezométrica é nula. No interior do maciço, porém, a água ainda estará sob pressão. Para se determinar a carga piezométrica em um ponto "A" qualquer no interior do maciço basta tomar a equipotencial que passa por esse ponto e localizar o ponto "A'" no extremo dessa equipotencial onde a carga piezométrica é nula. A carga piezométrica em "A" é dada pela diferença de cota entre os pontos "A'" e "A". Isto porque a carga hidráulica total, que é a soma das cargas piezométrica e altimétrica, é a mesma em "A" e "A'".

Mesmo não atuando diretamente sobre a estrutura, a pressão da água no interior do maciço influencia o empuxo, aumentando seu valor.

3.3 Coeficientes de segurança

O projeto de estruturas em geral visa a estabelecer segurança contra a ruptura e contra a deformação excessiva. No projeto são utilizados, então, estados limites a fim de estabelecer esta segurança. Estados limites são definidos como estados além dos quais a estrutura não mais satisfaz aos requisitos de estabilidade e usabilidade impostos pelo projeto. Estes estados limites são classificados em:

1. Estado limite último: define o ponto a partir do qual ocorre a ruína da estrutura de contenção, quer por ruptura do maciço, quer por ruptura dos elementos que compõem a própria estrutura.

2. Estado limite de utilização: define o ponto de máxima deformação aceitável, em termos de utilização, tanto para a estrutura, quanto para o solo.

A segurança da estrutura de contenção pode ser definida genericamente como a "distância mínima" que a estrutura se encontra desses estados limites. Normalmente esta segurança é expressa em termos de coeficientes adimensionais que relacionam o estado atual da estrutura aos estados limites.

Há duas formas gerais de se estabelecer estes coeficientes de segurança:

1. Coeficientes de segurança global: os estados limites são determinados com base nos parâmetros reais de resistência e de solicitação do conjunto, e os coeficientes de segurança são definidos como a relação entre a resistência total disponível contra uma dada condição de colapso e a resistência efetivamente mobilizada para se contrapor a esta condição. Os valores mínimos dos coeficientes de segurança global a serem satisfeitos pela estrutura são definidos com base na prática de projeto.

2. Coeficientes de segurança parcial: aos parâmetros de resistência e de solicitação são aplicados coeficientes de segurança no sentido de minorar (no caso da resistência) ou majorar (no caso da solicitação) seus valores. Os estados limites obtidos com a utilização destes parâmetros modificados são impostos como condição limite para o estado atual da estrutura. Os valores dos coeficientes de segurança parcial são estabelecidos com base em estudos estatísticos da dispersão dos valores dos parâmetros a que são aplicados.

No caso do projeto de estruturas de contenção, os coeficientes de segurança global são tradicionalmente mais utilizados. No entanto, a utilização de coeficientes de segurança parcial tem aumentado, e muitos países têm adotado este tipo de análise em seus códigos de projeto.

3.4 Determinação do empuxo

3.4.1 Conceitos básicos

Empuxo de terra é a resultante das pressões laterais exercidas pelo solo sobre uma estrutura de arrimo ou de fundação. Estas pressões podem ser devido ao peso próprio do solo ou a sobrecargas aplicadas sobre ele.

O valor do empuxo sobre uma estrutura depende fundamentalmente da deformação que esta sofre sob a ação deste empuxo. Pode-se visualizar esta interação efetuando-se um experimento que utiliza um anteparo vertical móvel, como mostrado na figura 3.4.1, suportando um desnível de solo. Verifica-se que a pressão exercida pelo solo sobre o anteparo varia com o deslocamento deste último.

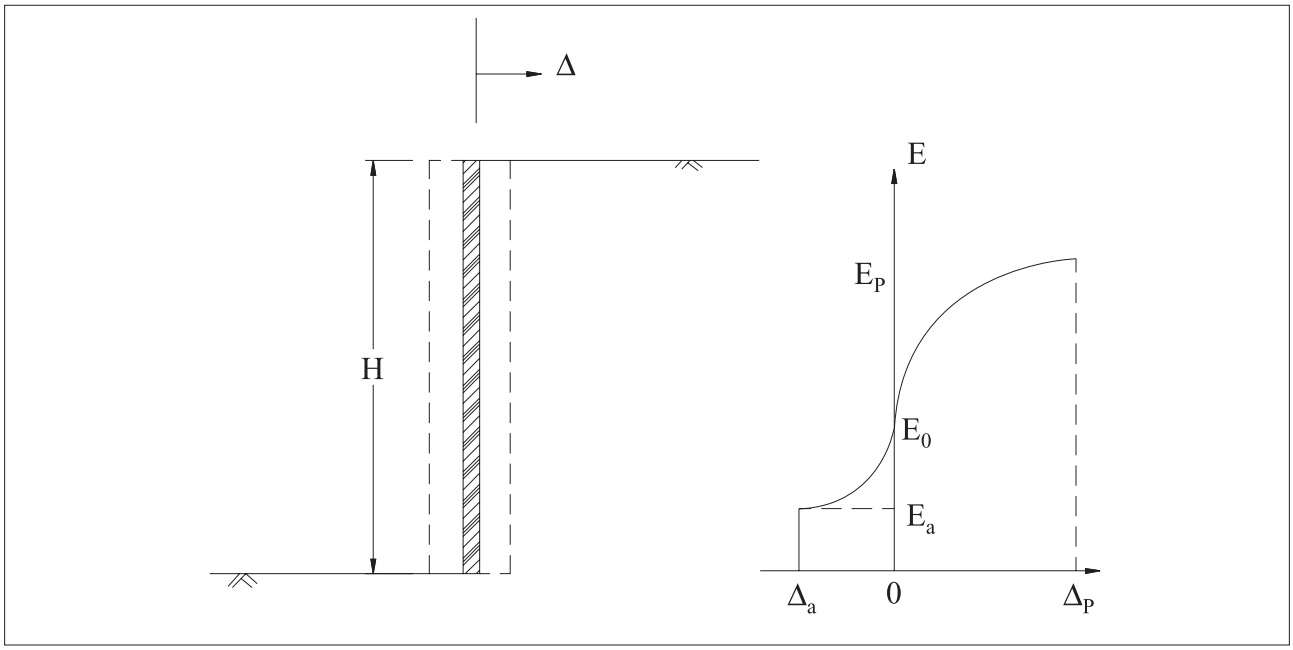


Figura 3.4.1 - Empuxo sobre um anteparo

Quando o anteparo se afasta do solo arrimado, há uma diminuição do empuxo até um valor mínimo que corresponde à total mobilização da resistência interna do solo. Esta condição é atingida mesmo com um pequeno deslocamento do anteparo e é chamada de estado ativo. O empuxo atuante neste instante então é chamado empuxo ativo "E_a".

Se ao contrário, o anteparo for movido contra o solo arrimado, haverá um aumento no empuxo até um valor máximo onde haverá novamente a mobilização total da resistência do solo. A este valor máximo é dado o nome de empuxo passivo "E_p", e a condição de deformação em que ocorre é chamada estado passivo. Diferentemente do estado ativo, o estado passivo só é atingido após um deslocamento bem maior do anteparo.

Caso o anteparo, porém, se mantenha imóvel na posição inicial, o empuxo em repouso "E_0", se manterá entre os valores do empuxo ativo e do empuxo passivo. Nesta condição não há uma completa mobilização da resistência do solo.

Na tabela 3.4.1 estão mostrados valores típicos do deslocamento "Δ" da estrutura necessários para se alcançar a completa mobilização da resistência do solo e se alcançar os estados ativo e passivo. Verifica-se que para se alcançar o estado passivo é necessário um deslocamento dez vezes superior ao necessário para o estado ativo.

Tipo de solo	Valores de Δ / H	
	Ativo	Passivo
Areia compactada	0,001	-0,01
Areia mediamente compactada	0,002	-0,02
Areia fofa	0,004	-0,04
Silte compactado	0,002	-0,02
Argila compactada	0,01	-0,05

Tabela 3.4.1 - Valores de Δ/H necessários para se alcançar os estados ativos e passivos para vários tipos de solos

Os muros de arrimo de gravidade, em geral, e em particular os flexíveis, caso dos construídos com gabiões, permitem a deformação do solo arrimado suficiente para que sua resistência seja totalmente mobilizada. Assim, devem ser dimensionados sob a ação do empuxo ativo.

O problema da determinação da magnitude e distribuição da pressão lateral do solo é, porém, estaticamente indeterminado e são necessárias hipóteses entre a relação entre as tensões e as deformações do solo para que se possa chegar à solução.

Os métodos clássicos empregados na geotecnia na determinação dos empuxos ativos ou passivos adotam uma relação do tipo rígido-plástica entre as tensões e deformações do solo. Este modelo apresenta a vantagem de dispensar o cálculo dos deslocamentos da estrutura, já que qualquer deformação é suficiente para se alcançar a plastificação do material.

Como critério de plastificação, é empregado quase que exclusivamente o critério de Mohr-Coulomb. Segundo este critério, a tensão cisalhante "τ" ao longo de uma superfície de ruptura deve se igualar à resistência "s" que é dada por:

$$s = c + \sigma.\tan \phi \qquad (06)$$

onde: "σ" é a tensão normal que age sobre a superfície de ruptura e "c" e "ϕ" são constantes características do solo conhecidas como coesão e ângulo de atrito interno.

No desenvolvimento da solução, geralmente são tomadas fatias unitárias do maciço e da estrutura de arrimo, admitindo-se que todas as seções são iguais, o que equivale a se aproximar a um problema bidimensional de deformação. Esta aproximação simplifica bastante a análise e, além disso, é em geral mais conservativa que a análise tridimensional.

Quanto ao empuxo em repouso "E_0", que age sobre estruturas que não permitem qualquer deslocamento, sua determinação é feita normalmente através de expressões empíricas, baseadas na determinação, em laboratório ou no campo, das pressões laterais. A expressão mais utilizada está baseada nas teorias de Jàky [7], e, neste caso, é dada por:

$$K_0 = p_0 / p_v = 1 - \text{sen}\ \phi \qquad (07)$$

onde "p_0" é a pressão lateral em repouso, "p_v" é a pressão vertical atuante e "K_0" é denominado coeficiente de empuxo em repouso. Esta expressão é válida apenas para solos normalmente adensados. Para solos pré-adensados o valor da pressão lateral é mais elevado, dependendo principalmente do grau de pré-adensamento do material.

3.4.2 Teoria de Rankine

Ao analisar o estado de tensão de um elemento de solo localizado a uma profundidade "z" junto ao anteparo da figura 3.4.2, pode-se determinar a tensão vertical "σ_v" dada por:

$$\sigma_v = \gamma . z \qquad (08)$$

Onde "γ" é o peso específico do solo.

Enquanto o anteparo permanece em repouso, a tensão horizontal atuante sobre o elemento é indeterminada. Mas ao ser afastado do solo, até a formação do estado ativo, esta tensão pode ser determinada a partir da envoltória de resistência do material, como mostrado na figura 3.4.2.

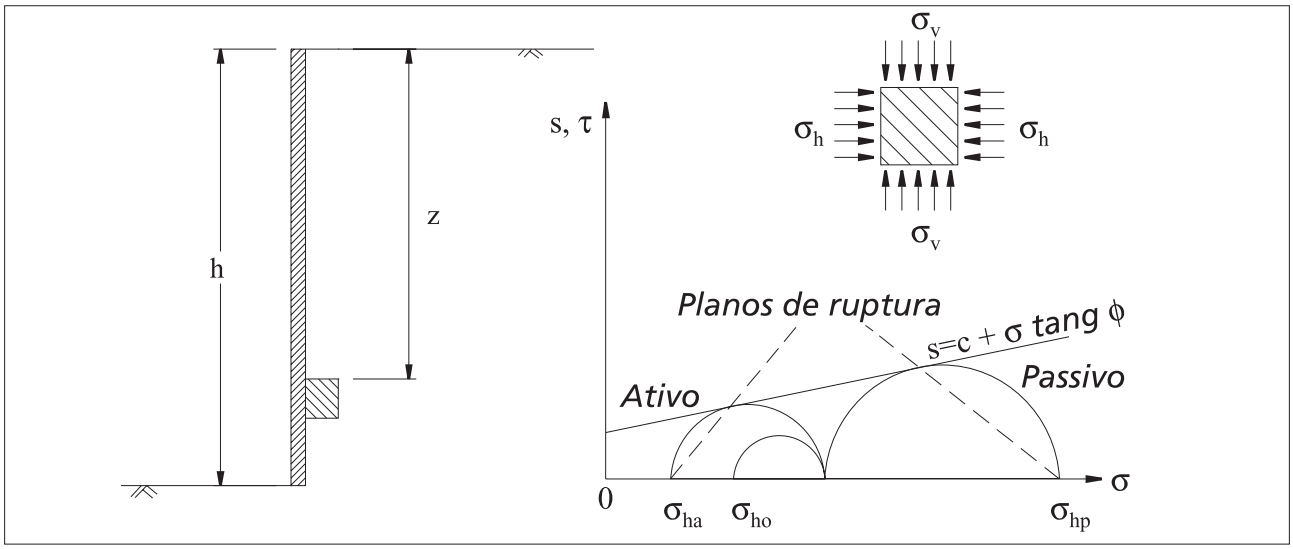


Figura 3.4.2 - Determinação da pressão lateral

Neste instante a tensão horizontal "σ_h" é dada por:

$$\sigma_h = K_a.\gamma.z - 2.c.\sqrt{K_a} \quad (09)$$

Onde:

$$K_a = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) = \frac{1 - \text{sen}\,\phi}{1 + \text{sen}\,\phi} \quad (10)$$

Sendo "K_a" denominado coeficiente de empuxo ativo.

Através desse resultado pode-se determinar o valor do empuxo ativo resultante "E_a" sobre o anteparo:

$$E_a = \frac{1}{2}.\gamma.H^2.K_a - 2.c.H.\sqrt{K_a} \quad (11)$$

Onde "H" é a altura total do desnível de solo.

No caso de o anteparo se mover contra o solo até o estado passivo, obtém-se:

$$\sigma_h = K_p.\gamma.z + 2.c.\sqrt{K_p} \quad (12)$$

Onde:

$$K_p = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) = \frac{1 + \text{sen}\,\phi}{1 - \text{sen}\,\phi} \quad (13)$$

É denominado coeficiente de empuxo passivo, e o empuxo resultante "E_p" é dado por:

$$E_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma . H^2 . K_p - 2.c.H\sqrt{K_p} \quad (14)$$

Verifica-se por esses resultados que o solo coesivo fica sujeito a tensões de tração na sua porção superior no estado ativo. Estas tensões de tração se prolongam até uma profundidade "z_0" dada por:

$$z_0 = \frac{2.c}{\gamma} \cdot \frac{1}{\sqrt{K_a}} \quad (15)$$

Ocorre, porém, que o solo normalmente não resiste a tensões de tração. Assim, abrem-se fendas na superfície até esta profundidade. Sendo assim, não se pode contar com estas tensões que diminuiriam o valor do empuxo ativo resultante. Além disso, estas fendas podem estar preenchidas com água proveniente de chuvas, o que pode aumentar ainda mais o valor do empuxo. O resultado é a distribuição de tensões mostrada na figura 3.4.3. Pode-se adotar para efeito de cálculo uma distribuição aproximada como a mostrada na mesma figura e sugerida por Bowles [8].

Estas tensões de tração não ocorrem, porém, no estado passivo, como se pode ver na figura 3.4.3. Assim, não há a formação de fendas de tração no estado passivo.

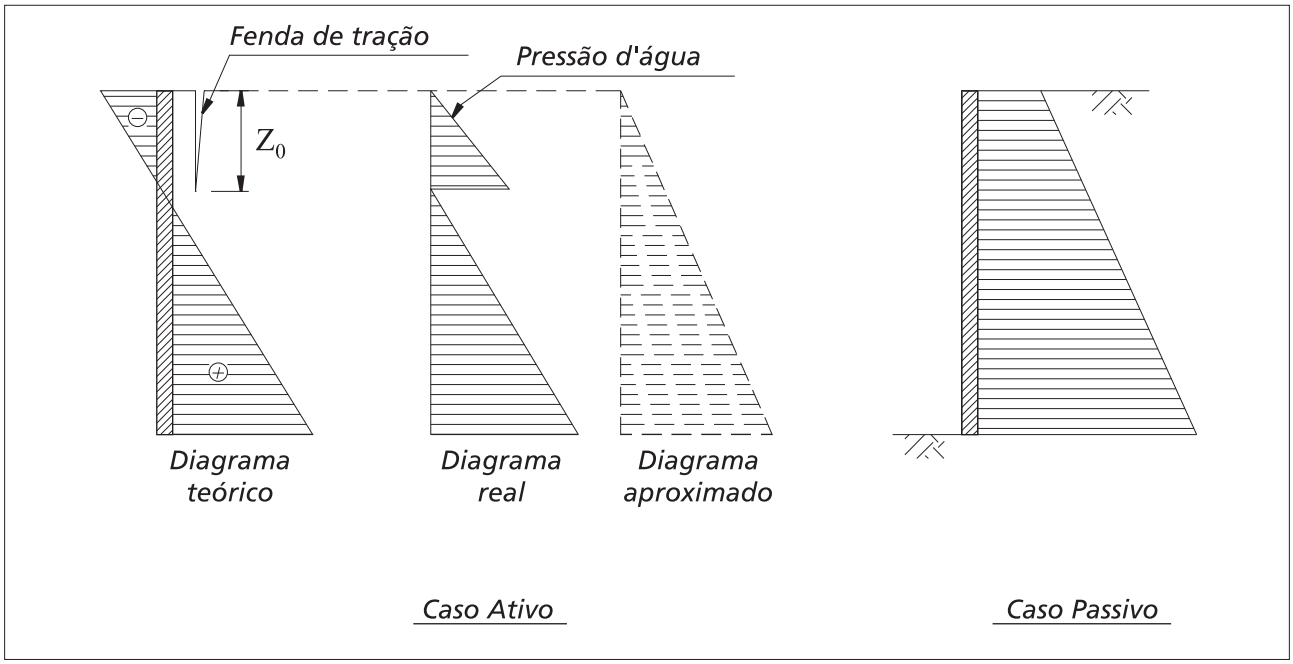


Figura 3.4.3 - Distribuição de "σ_h"no estado ativo e passivo (solo coesivo)

As direções das superfícies de ruptura nos estados ativo e passivo são dadas pelo gráfico da figura 3.4.1 e mostradas na figura 3.4.4.

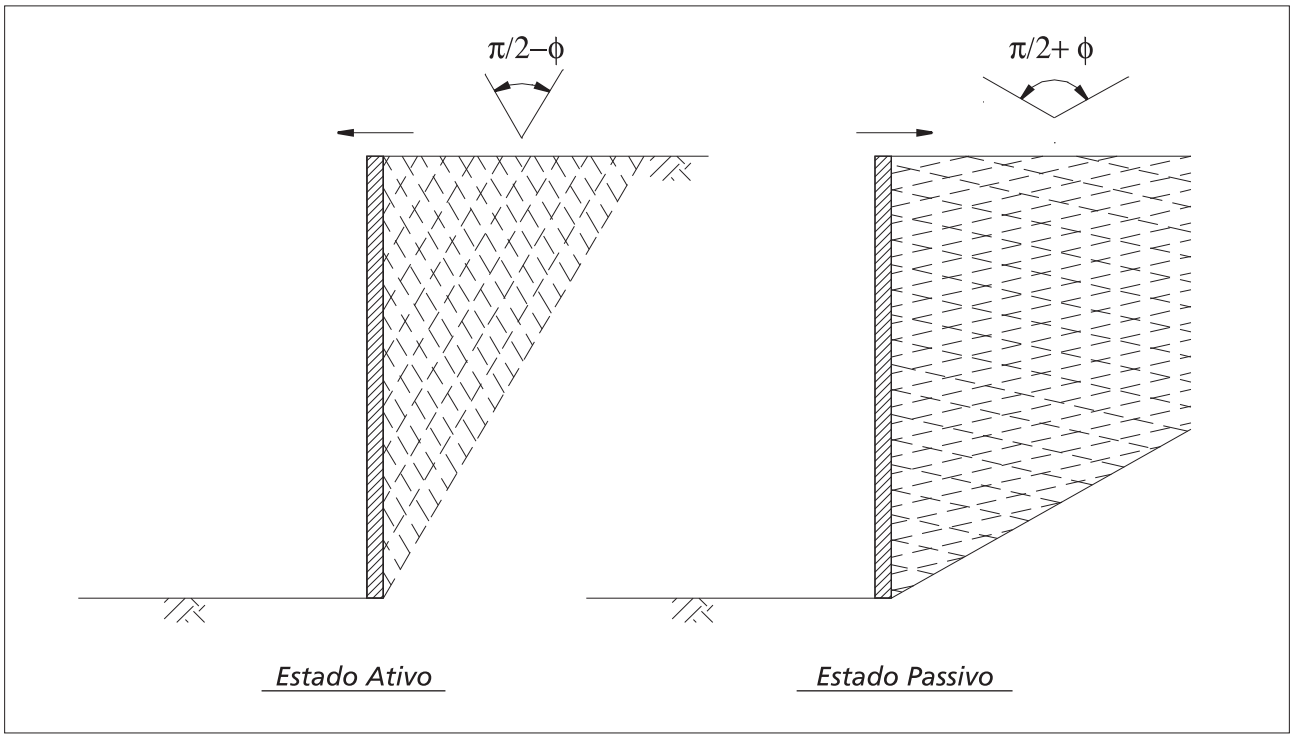


Figura 3.4.4 - Planos de ruptura nos estados ativo e passivo.

Caso a superfície do solo não seja horizontal, exibindo uma inclinação "i", o valor da pressão vertical "p_v" será dado por (figura 3.4.5):

$$p_v = \gamma.z.\cos i \quad (16)$$

Como a tensão vertical "P_v" possui uma obliqüidade "i" em relação à superfície do elemento de solo mostrado, esta pode ser decomposta em uma tensão normal "σ" e uma tensão de cisalhamento "τ" :

$$\sigma = p_v.\cos i = \gamma.z.\cos^2 i \quad (17)$$

e

$$\tau = p_v.\text{sen } i = \gamma.z.\text{sen } i.\cos i \quad (18)$$

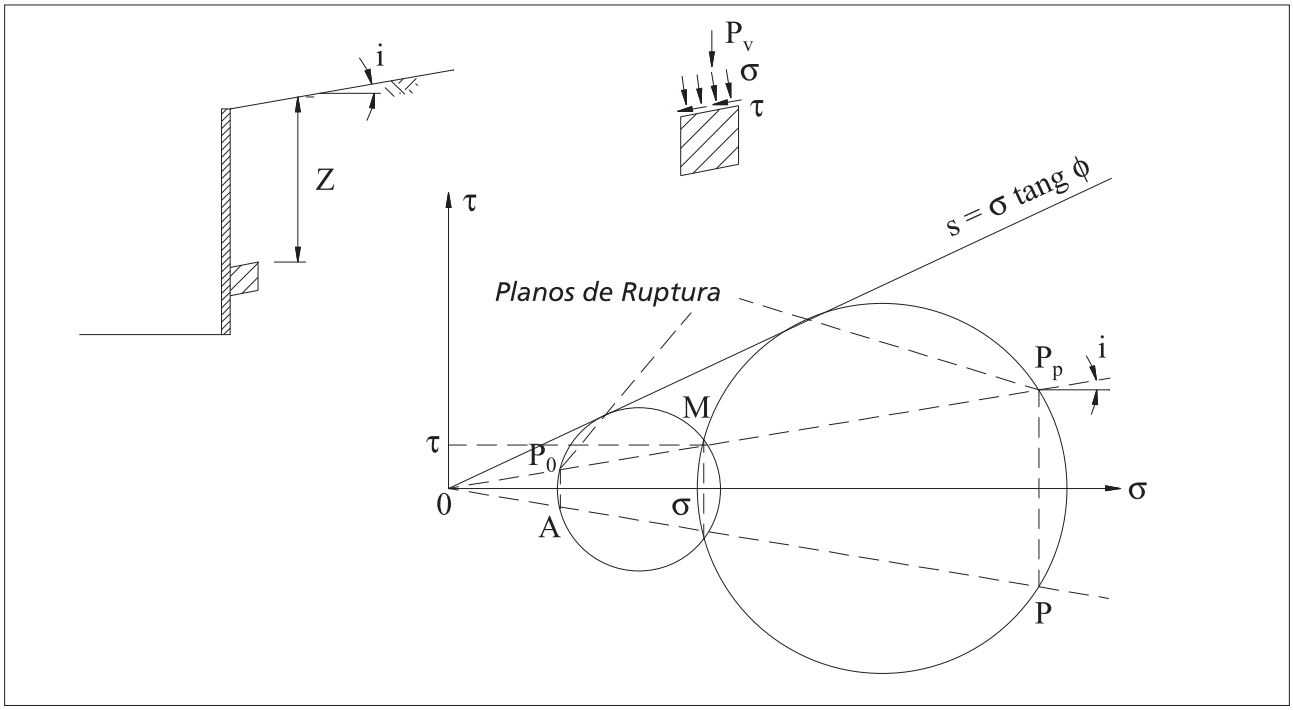


Figura 3.4.5 - Determinação da pressão lateral para "i ≠ 0" (c=0).

Na figura 3.4.5 estão mostrados os círculos de Mohr correspondentes aos estados ativo e passivo, para o caso de um solo não coesivo "c = 0". Dali pode-se verificar que a pressão lateral "p_l" sobre o anteparo possui uma obliqüidade "i" nos dois estados e que a relação entre esta e a pressão vertical é dada por:

$$\frac{p_{la}}{p_v} = \frac{\overline{0A}}{\overline{0M}} = \frac{\cos i - \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \phi}}{\cos i + \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \phi}} = K_a \quad (19)$$

para o caso ativo e

$$\frac{p_{lp}}{p_v} = \frac{\overline{0P}}{\overline{0M}} = \frac{\cos i + \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \phi}}{\cos i - \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \phi}} = K_p \quad (20)$$

para o caso passivo.

Portanto, as pressões laterais e os empuxos ativo e passivo serão dados por:

$$p_{la} = \gamma.H.K_a.\cos i \quad (21)$$

$$E_a = \frac{1}{2}.\gamma.H^2.K_a.\cos i \quad (22)$$

e

$$p_{lp} = .\gamma.H.K_p.\cos i \quad (23)$$

$$E_p = \frac{1}{2}.\gamma.H^2.K_p.\cos i \quad (24)$$

Em ambos os casos a direção do empuxo será paralela à da superfície do solo arrimado.

Para o caso de solo coesivo, não há uma expressão analítica simples quando a superfície do solo não é horizontal, sendo necessária a determinação da pressão lateral graficamente com o uso dos círculos de Mohr correspondentes aos estados ativo e passivo, ou se desenvolvendo as equações analíticas correspondentes. Para isto utiliza-se a construção mostrada na figura 3.4.6.

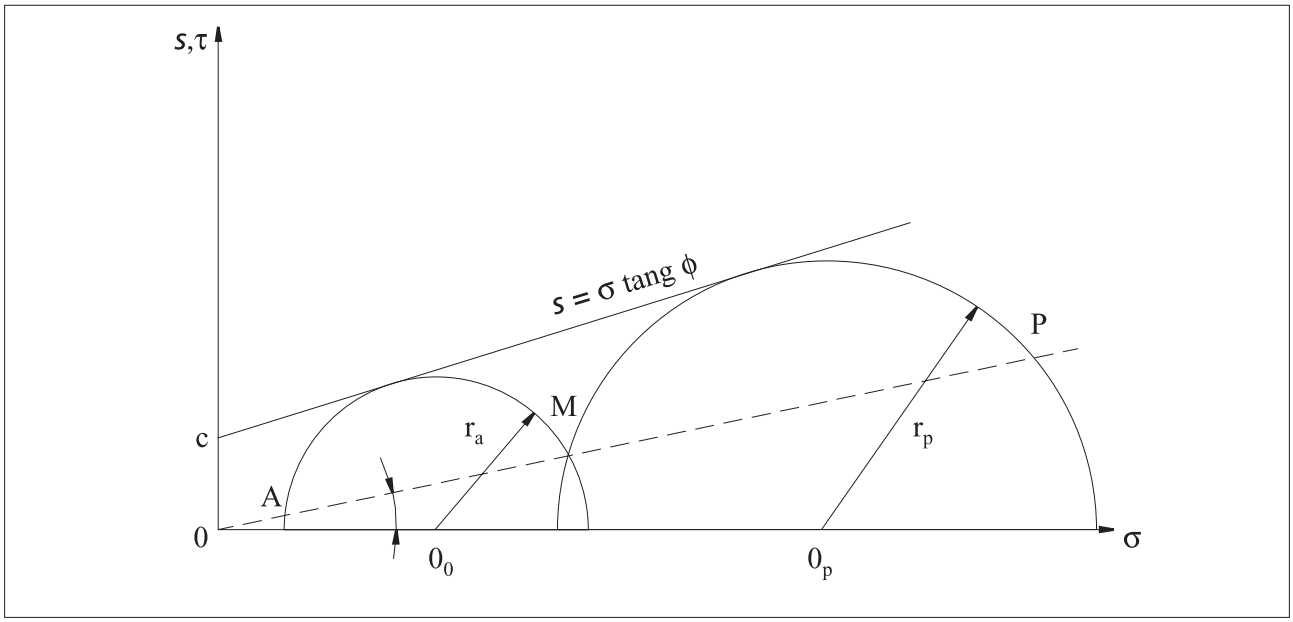


Figura 3.4.6 - Determinação das pressões laterais para solos coesivos

Inicialmente determina-se o ponto "M" dado por:

$$\sigma_M = \gamma.z.\cos^2 i \quad (25)$$

$$\tau_M = \gamma.z.\text{sen } i.\cos i \quad (26)$$

O centro "0" e o raio "r" do círculo que passa por "M" e é tangente à envoltória de resistência são dados por:

$$0 = \frac{\phi_M.\tan^2\phi + c.(\text{sen}^2\phi.\tan\phi) \pm \sqrt{\Delta}}{1 - \cos^2\phi} \quad (27)$$

$$r = \left(0 + \frac{c}{\tan\phi}\right) \cdot \text{sen}\,\phi \quad (28)$$

$$\overline{0M} = p_v = \gamma.z.\cos i \quad (29)$$

onde o sinal positivo se refere ao estado passivo e o sinal negativo, ao estado ativo e:

$$\Delta = 2.c.\sigma_M.\tan^3\sigma.\text{sen}^2\sigma + c^2.\tan^2\sigma.\text{sen}^2\sigma - \tau^2_M.\tan^4\sigma + (\sigma^2_M + \tau^2_M).\text{sen}^2\sigma.\tan^4\sigma \quad (30)$$

As coordenadas dos pontos "A" e "P" serão dadas, finalmente, por:

$$\sigma_A = 0.\cos^2 i - \cos i.\sqrt{(r^2 - 0^2 + 0^2.\cos^2 i)} \quad (31)$$

$$\tau_A = \sigma_A.\tan i \quad (32)$$

$$\sigma_p = 0.\cos^2 i - \cos i.\sqrt{(r^2 - 0^2 + 0^2.\cos^2 i)} \quad (33)$$

$$\tau_p = \sigma_p.\tan i \quad (34)$$

$$r = \sqrt{(\sigma_A - 0)^2 + \tau^2_A} \quad (35)$$

$$\tau_A = \sigma_A.\tan\alpha \quad (36)$$

Os valores das pressões laterais ativa e passiva, para a profundidade "z", serão dados por:

$$p_{la} = \overline{0A} = \sqrt{\sigma^2_A + \tau^2_A} \quad (37)$$

$$p_{lp} = \overline{0P} = \sqrt{\sigma^2_p + \tau^2_p} \quad (38)$$

Também neste caso ocorrem fendas de tração no estado ativo até a profundidade "Z_0" dada por:

$$z_0 = \frac{2.c}{\gamma} \cdot \frac{1}{\tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\sigma}{2}\right)} \quad (39)$$

Quando há sobrecarga uniforme "q" sobre o maciço, seu efeito sobre o anteparo é dado por um aumento constante da pressão lateral que, assim, ficará:

$$p_{la} = (\gamma.z + q).K_a.\cos i \quad (40)$$

$$p_{la} = (\gamma.z + q).K_q.\cos i \quad (41)$$

Portanto os empuxos ativo e passivo, neste caso, são dados por:

$$E_a = \frac{1}{2}.\gamma.H^2.K_a.\cos i + q.H.K_a.\cos i \quad (42)$$

$$E_p = \frac{1}{2}.\gamma.H^2.K_p.\cos i + q.H.K_p.\cos i \quad (43)$$

O ponto de aplicação do empuxo, em todos esses casos, está localizado no centro de gravidade dos diagramas de pressão lateral descritos. Assim, no caso de solo não coesivo e sobrecarga nula, o diagrama de pressão lateral é triangular, e o ponto de aplicação do empuxo, tanto ativo como passivo, está localizado a uma altura igual a "H/3" da base do anteparo.

3.4.3 Teoria de Coulomb

Outra maneira de se quantificar o empuxo ativo ou o passivo sobre uma estrutura de arrimo é se admitir que no instante da mobilização total da resistência do solo formam-se superfícies de deslizamento ou de ruptura no interior do maciço. Estas superfícies

delimitariam então uma parcela do maciço que se movimentaria em relação ao restante do solo no sentido do deslocamento da estrutura. Se esta parcela do solo for considerada como um corpo rígido, o empuxo pode então ser determinado do equilíbrio das forças atuantes sobre este corpo rígido.

O método de Coulomb admite que tais superfícies de ruptura são planas e o empuxo é aquele que age sobre a mais crítica das superfícies de ruptura planas.

A vantagem deste método reside no fato de que se pode considerar a ocorrência de atrito entre a estrutura de arrimo e o solo, além de possibilitar a análise de estruturas com o paramento não vertical.

Para o caso de solo não coesivo, as forças que agem sobre a cunha de solo formada no estado ativo estão mostradas na figura 3.4.7. Estas forças são o seu peso próprio "P", a reação do maciço "R", que devido ao atrito interno do solo tem uma obliqüidade "ϕ" em relação à superfície de ruptura, e o empuxo ativo "E_a", que exibe também uma obliqüidade "δ" em relação ao paramento da estrutura de arrimo. Esta última obliqüidade é o ângulo de atrito entre o solo e a estrutura de arrimo. A superfície potencial de ruptura forma um ângulo "ρ" com a direção horizontal.

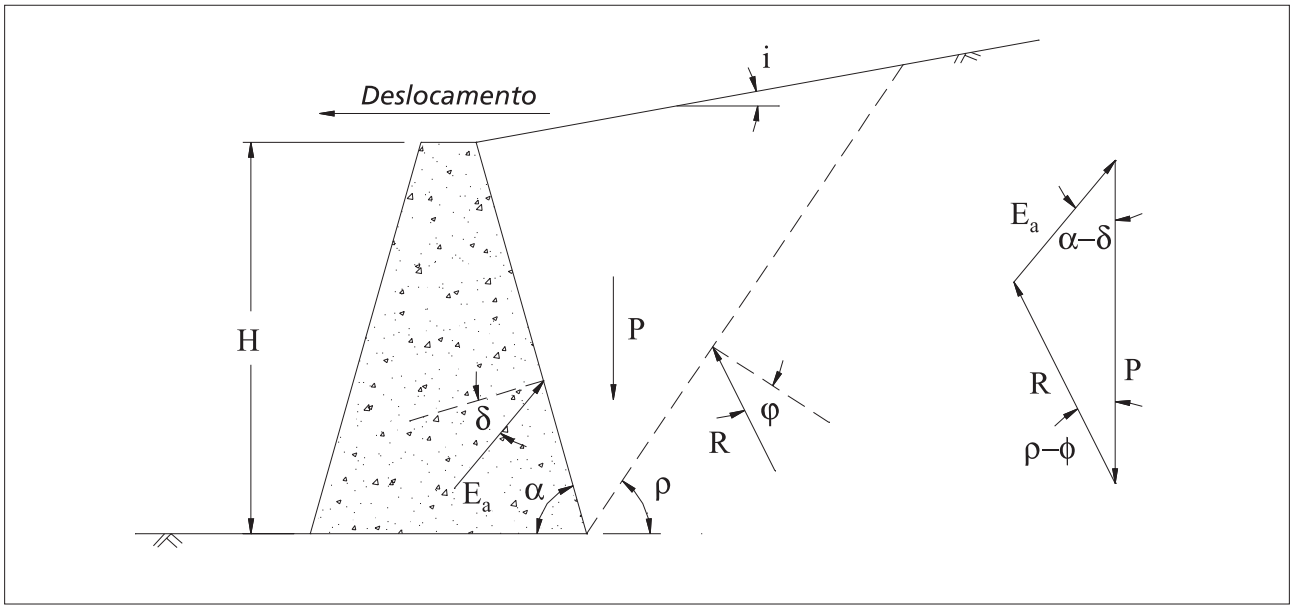


Figura 3.4.7 - Forças que agem sobre a cunha de solo no caso ativo

O valor do peso próprio é:

$$P = \frac{\gamma . H^2}{2 . sen^2 \alpha} . \left[sen(\alpha + \rho) . \frac{sen(\alpha + i)}{sen(\rho - i)} \right] \quad (44)$$

O empuxo ativo pode ser determinado a partir do equilíbrio de forças:

$$\frac{E_a}{sen(\rho - \phi)} = \frac{P}{sen(\pi - \alpha - \rho + \phi + \delta)} \quad (45)$$

ou

$$E_a = \frac{P.sen(\rho - \phi)}{sen(\pi - \alpha - \rho + \phi + \delta)} \quad (46)$$

A superfície mais crítica, no caso ativo, é aquela que leva o valor de "E_a" a um máximo, ou seja, é obtida da derivada da expressão anterior em relação ao ângulo da superfície de ruptura "ρ":

$$\frac{dE_a}{d\rho} = 0 \quad (47)$$

Daí se obtém o valor máximo de "E_a":

$$E_a = \frac{1}{2} .\gamma.H^2.K_a \quad (48)$$

onde:

$$K_a = \frac{sen^2(\alpha + \phi)}{sen^2\alpha.sen(\alpha - \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{sen(\phi + \delta).sen(\varphi - i)}{sen(\alpha - \delta).sen(\alpha + i)}}\right]^2} \quad (49)$$

No estado passivo há uma inversão nas obliqüidades das forças "R" e "E_p" devido à inversão no sentido do deslocamento da estrutura, e a superfície mais crítica é aquela que leva "E_p" a um valor mínimo (figura 3.4.8).

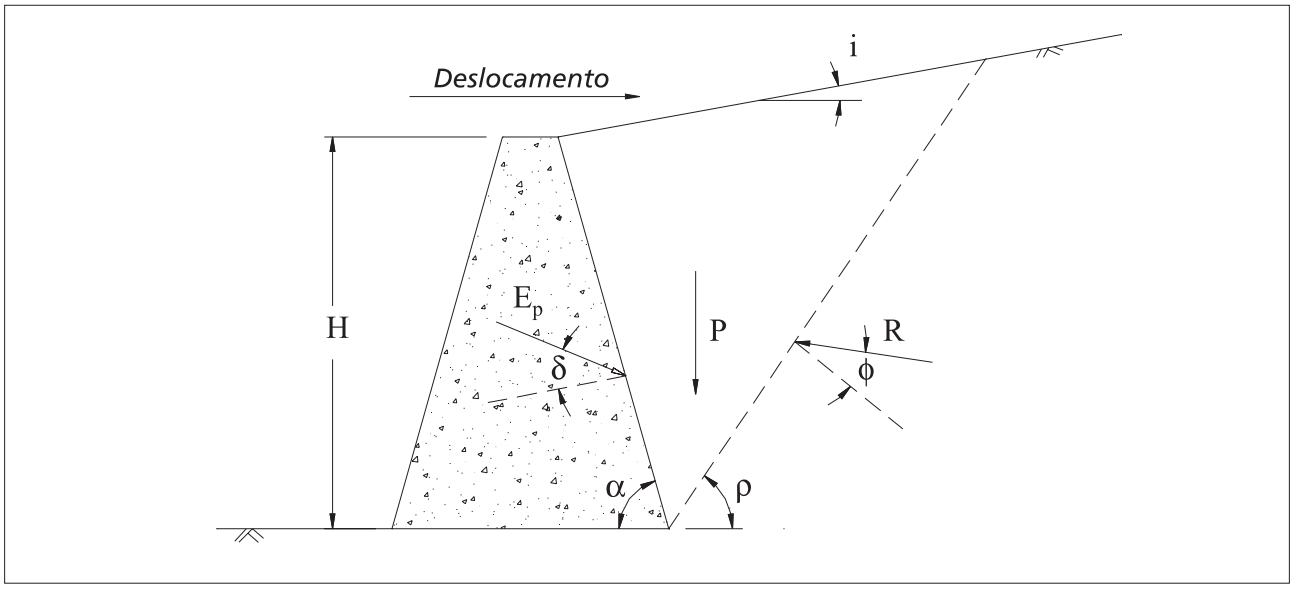


Figura 3.4.8 - Forças que atuam sobre a cunha de solo no estado passivo

O valor do empuxo passivo "E_p" é dado então por:

$$E_p = \frac{1}{2} . \gamma . H^2 . K_p \qquad (50)$$

e

$$K_p = \frac{\text{sen}^2 (\alpha - \phi)}{\text{sen}^2 \alpha . \text{sen}(\alpha + \delta) \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta).\text{sen}(\phi + i)}{\text{sen}(\alpha + \delta).\text{sen}(\alpha + i)}} \right]^2} \qquad (51)$$

Como neste processo não há determinação da pressão lateral, e sim a determinação direta do empuxo total, não é possível a determinação do ponto de aplicação do empuxo pelo centro de gravidade do diagrama de pressão lateral como na teoria de Rankine.

No entanto, as expressões obtidas mostram claramente que o empuxo é resultado de uma distribuição triangular das pressões laterais tanto no estado ativo quanto no passivo. Então o ponto de aplicação do empuxo está localizado, também neste caso, a uma altura igual a "H/3" da base da estrutura.

Caso haja uma sobrecarga "q" uniforme distribuída sobre o maciço, esta provocará um aumento no valor do empuxo. Este aumento pode ser determinado considerando a parte

da sobrecarga que ocorre sobre a cunha de solo delimitada pela superfície de ruptura (figura 3.4.9). Esta parcela "Q" se somará ao peso da cunha "P" e, assim, provocará um aumento proporcional nas outras forças que agem sobre a cunha.

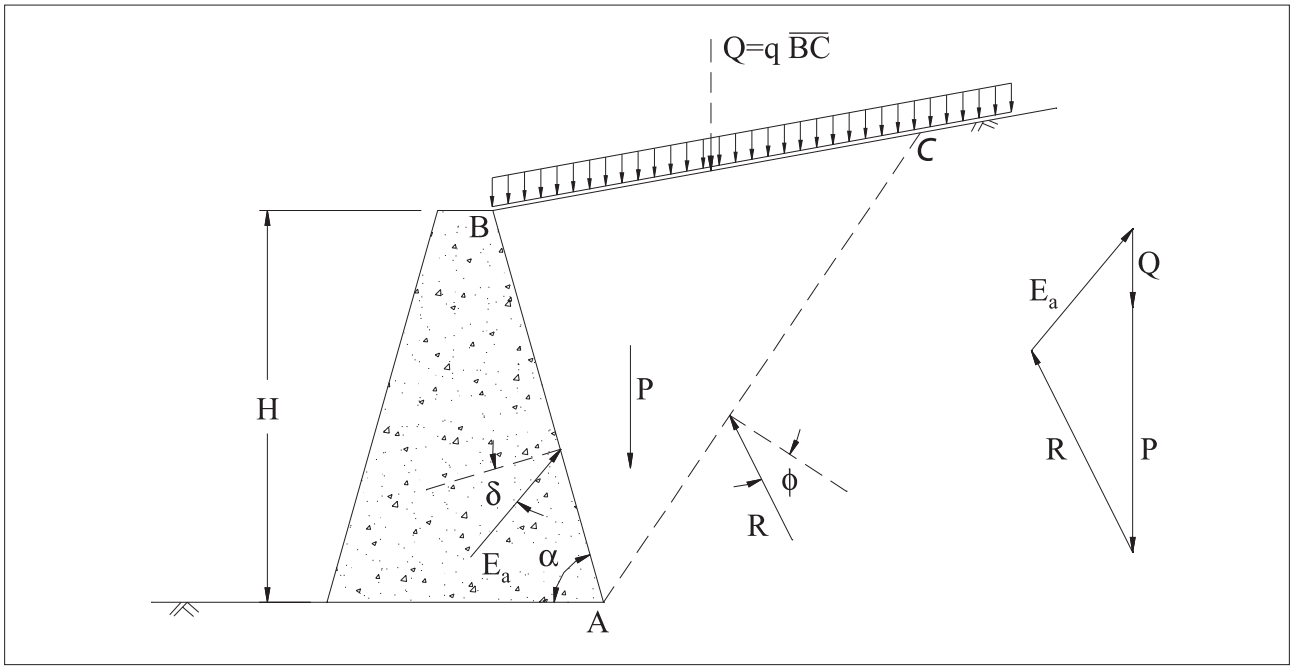


Figura 3.4.9 - Empuxo devido à sobrecarga distribuída uniforme

Então, o empuxo "E_a" será dado por:

$$E_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma . H^2 . K_a . \text{sen } i + q . H . K_a \cdot \frac{\text{sen } \alpha}{\text{sen } (\alpha + i)} \quad (52)$$

Dessa expressão percebe-se que o efeito da sobrecarga distribui-se de maneira uniforme ao longo do paramento, o que permite a determinação do ponto de aplicação do empuxo sobre a estrutura de arrimo. A primeira parcela da expressão acima " $\frac{1}{2} . \gamma . H^2 . K_a$" é devida apenas ao solo, e, portanto, está aplicada a "H/3" da base da estrutura, enquanto a segunda parcela "$\frac{q.H.K_a.}{\text{sen}(\alpha+i)} \text{sen}\alpha$ " é devida à sobrecarga e estará aplicada a uma altura igual a "H/2". O ponto de aplicação do empuxo total pode, então, ser obtido do centro de gravidade das duas parcelas.

3.4.4 Método de Equilíbrio Limite

Caso o solo seja coesivo ou a superfície do maciço não seja plana, não há como aplicar diretamente a teoria de Coulomb. Nestes casos pode-se adotar um método de análise semelhante ao de Coulomb, mas voltado ao problema específico em questão.

Tome-se como exemplo o caso mostrado na figura 3.4.10. Como a superfície do maciço não possui uma inclinação "i" constante, não é possível se utilizar as expressões deduzidas no item anterior para a determinação do empuxo. Neste caso, pode-se fazer uma análise por tentativas. Consideram-se várias posições para a superfície de ruptura e para cada uma delas determina-se o valor do empuxo pelo equilíbrio de forças. Estes valores são colocados em função da superfície de ruptura que lhes deu origem e assim pode-se estimar a variação correspondente. Pode-se então determinar a posição mais crítica da superfície de ruptura e o empuxo correspondente.

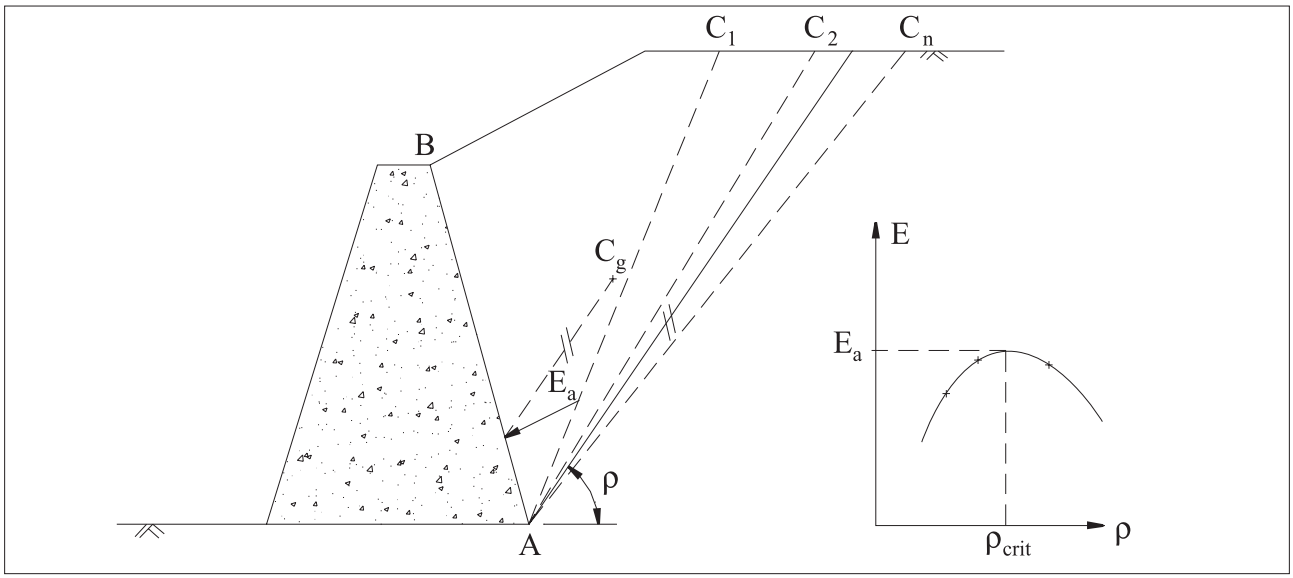


Figura 3.4.10 - Método do equilíbrio limite

O ponto de aplicação do empuxo sobre a estrutura de arrimo é determinado através de uma paralela à superfície de ruptura mais crítica, passando pelo centro de gravidade da cunha crítica.

A vantagem deste método se encontra na grande variedade de casos que podem ser analisados, tais como solo coesivo, ocorrência de sobrecargas não uniformes sobre o maciço, de pressões neutras no interior do solo, etc.

Porém, para se determinar o empuxo aplicado por um maciço composto de camadas de solos com características diferentes, é necessária a extensão deste método, de modo que se considere superfícies de ruptura formadas por mais de um plano e, portanto, formando mais de uma cunha de solo.

3.4.5 Efeito de sobrecargas no empuxo ativo

Muitas vezes ocorrem sobrecargas sobre o solo arrimado. Essas sobrecargas provêm de várias fontes tais como estruturas construídas sobre o maciço, tráfego de veículos, etc. e provocam um aumento no empuxo.

O caso mais simples de sobrecarga é a carga uniforme distribuída sobre o maciço (figura 3.4.11). Na análise pelo método do equilíbrio limite, deve ser adicionada ao peso da cunha de solo formada pela superfície de ruptura a porção da carga distribuída que se encontra sobre ela.

Quanto ao ponto de aplicação do empuxo resultante, pode-se obtê-lo através de uma paralela à superfície de ruptura passando pelo centro de gravidade do conjunto solo-sobrecarga. Outra alternativa é se separar o efeito do solo do efeito da sobrecarga e determinar o ponto de aplicação de cada parcela através de paralelas pelos centros de gravidade de cada parcela.

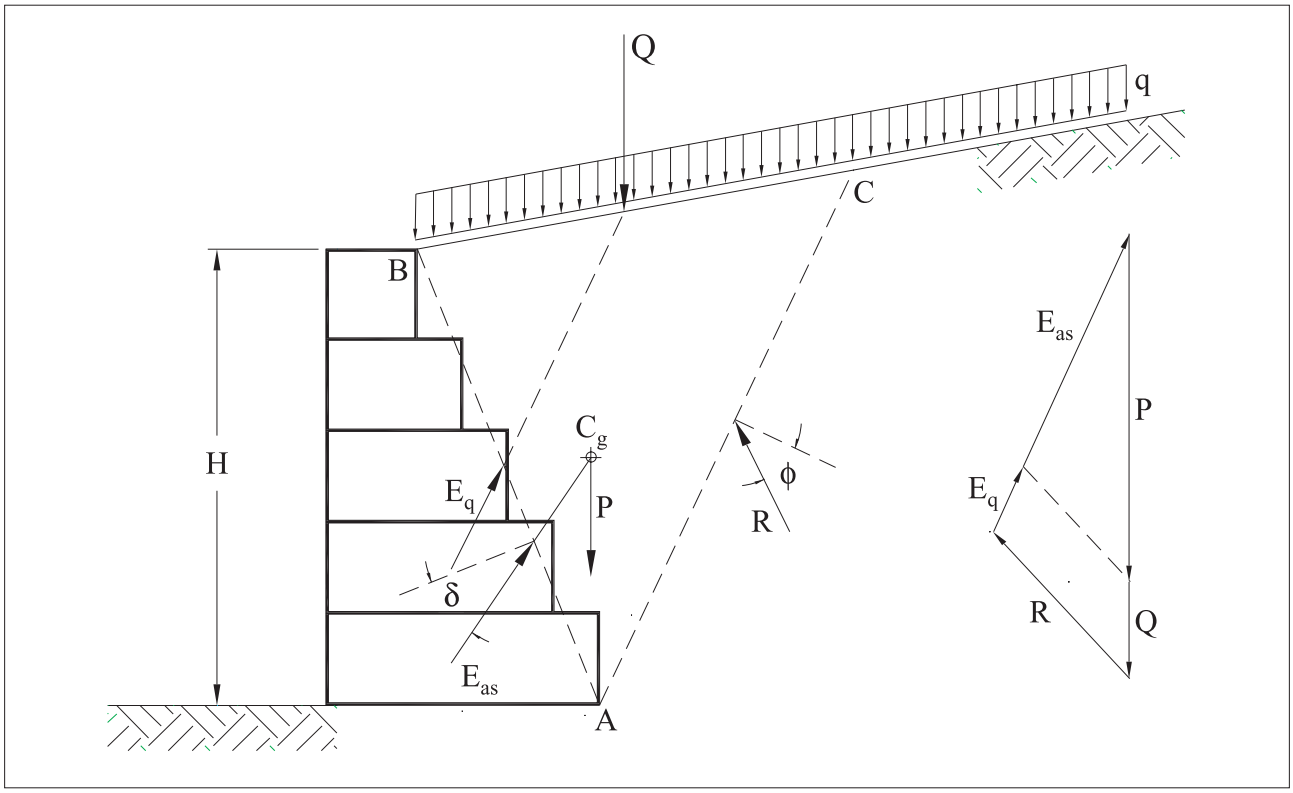


Figura 3.4.11 - Carga uniforme sobre o maciço

Caso as condições do problema permitam a utilização direta da teoria de Coulomb, o efeito da sobrecarga uniformemente distribuída pode ser determinado de acordo com as expressões do item 3.4.3.

Outro caso bastante comum de sobrecarga é o da linha de carga "Q" paralela à estrutura de arrimo como na figura 3.4.12

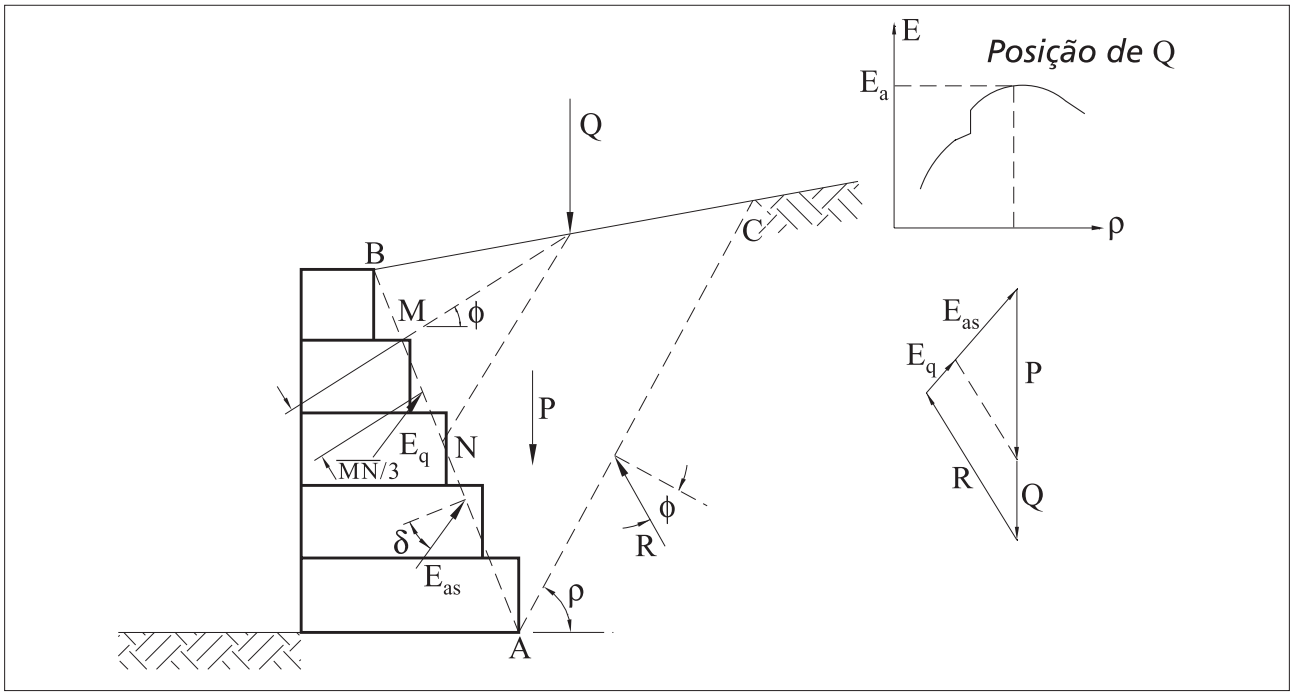


Figura 3.4.12 - Linha de carga paralela à estrutura de arrimo

Neste caso, ao se utilizar o método do equilíbrio limite, deve-se adicionar o valor de "Q" ao peso da cunha de solo apenas no caso de a superfície de ruptura terminar num ponto posterior ao ponto de aplicação da linha de carga. Assim, a variação do empuxo com a posição da superfície de deslizamento apresentará uma descontinuidade no ponto correspondente à posição de "Q".

Também neste caso deve-se separar do empuxo máximo "E_a" os efeitos do solo "E_{as}" e o efeito da linha de carga "E_q". O ponto de aplicação deste último é determinado segundo as teorias de Terzaghi & Peck [9] conforme mostrado na figura 3.4.12.

Outra alternativa na determinação do efeito da linha de carga sobre o empuxo é pela utilização de equações da teoria da elasticidade obtidas por Boussinesq [10]. Por este método, determina-se separadamente o empuxo devido ao solo, ignorando-se a presença da linha de carga. O efeito da carga é simplesmente adicionado ao do solo, sendo determinado pela teoria da elasticidade:

$$\sigma_h = \frac{2.Q}{\pi.H} \cdot \frac{m^2.n}{(m^2.n^2)^2} \qquad (53)$$

onde "σ_h" é o acréscimo da pressão horizontal devida à linha de carga "Q" e "H", "m" e "n" estão indicados na figura 3.4.13.

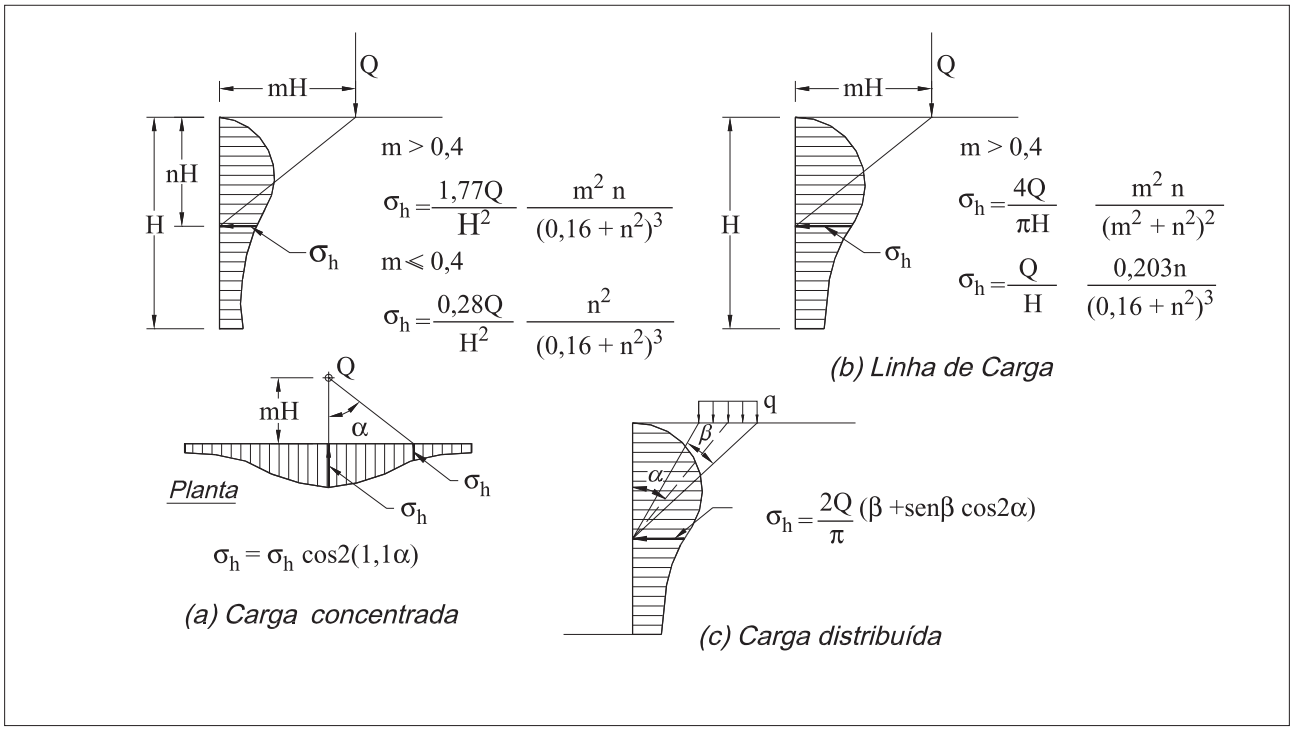


Figura 3.4.13 - Efeito de sobrecargas pela teoria da elasticidade

A expressão anterior, no entanto é válida apenas para meios semi-infinitos. Como a estrutura de arrimo possui uma rigidez muito maior que a do solo, este valor deve ser duplicado conforme as expressões da figura 3.4.13. Nesta figura estão também mostradas as expressões para os casos de carga concentrada e carga parcialmente distribuída. Em todos esses casos, a expressões mostradas estão majoradas conforme explicado acima.

Caso a estrutura de arrimo seja deformável, como é o caso das estruturas construídas em gabiões, pode-se reduzir o valor obtido por essas expressões.

Finalmente, deve-se notar que para este último método assume-se que a existência da sobrecarga não tem influência no empuxo devido ao solo, ou seja, não é analisada a influência da carga na posição da superfície de ruptura crítica.

Na verdade, trata-se de uma superposição de efeitos que não é de todo válida, pois o efeito do solo é determinado assumindo a plastificação do material enquanto o efeito da carga é determinado assumindo-se um modelo elástico linear para o material. De qualquer forma, apesar destes problemas, os resultados obtidos por esta análise apresentam boa concordância com medições feitas em modelos experimentais.

3.4.6 Solo coesivo

Quando o solo que compõe o maciço arrimado é coesivo (c>0), há a ocorrência de tensões de tração na porção superior do maciço no estado ativo, como já visto no item 3.4.2.

Estas tensões provocam o aparecimento de fendas de tração que diminuem a área útil resistente da superfície de ruptura, aumentando assim o empuxo final sobre a estrutura.

Dessa forma, a posição mais crítica para a ocorrência de uma fenda de tração é no final da superfície de ruptura, diminuindo o comprimento desta (figura 3.4.14).

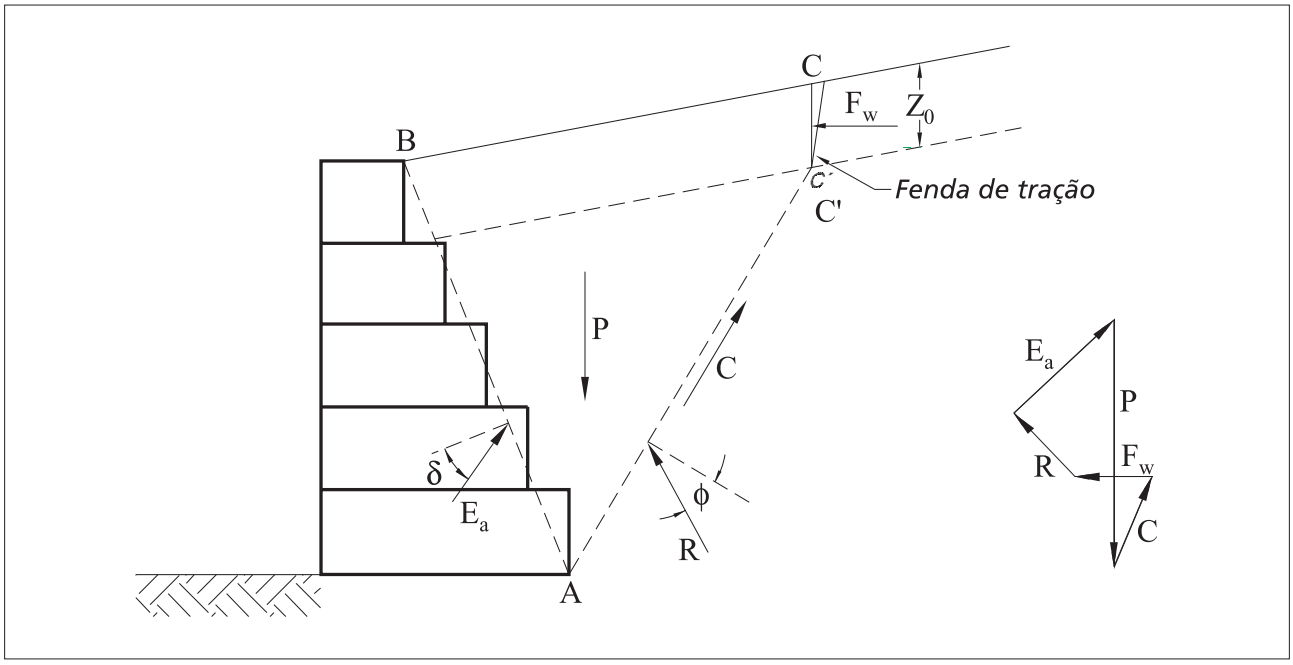


Figura 3.4.14 - Empuxo ativo em solos coesivos

Além disso, como também já foi citado, as fendas de tração podem estar preenchidas com água proveniente de chuvas, o que provoca um aumento suplementar no empuxo devido à pressão hidrostática no interior dessas fendas de tração. Assim, as forças atuantes sobre a cunha de solo formada pela superfície de ruptura incluem esta força "F_w", devido à pressão da água no interior das fendas de tração, além da força resistente "C", devido à coesão do solo. Estas forças são determinadas por:

$$F_w = \frac{1}{2} \cdot \gamma_a \cdot Z_0^2 \quad (54)$$

$$C = c \cdot \overline{AC'} \tag{55}$$

onde "z_0" é a profundidade das fendas de tração, "γ_a" é o peso específico da água e "c", a coesão do solo.

Utilizando-se o método do equilíbrio limite, o empuxo é determinado do equilíbrio de forças para cada superfície de ruptura hipotética até que se encontre a mais crítica. A cada uma dessas superfícies deve corresponder uma fenda de tração, pois a distribuição real destas fendas é aleatória, e a localização mais crítica é aquela que coincide com a superfície de ruptura mais crítica.

O ponto de aplicação do empuxo ativo "E_a" resultante sobre a estrutura de arrimo pode ser adotado como estando a "H/3" da base da estrutura. Isto se justifica pelo fato de que este empuxo inclui o efeito da pressão da água no interior das fendas de tração e pela distribuição aproximada de pressões laterais apresentada no item 3.4.2.

3.4.7 Efeitos da água no empuxo ativo

3.4.7.1 Estrutura parcialmente submersa

Em obras de regularização de cursos d'água, é bastante comum a construção de estruturas de arrimo parcialmente submersas. Na figura 3.4.15 pode-se ver um exemplo.

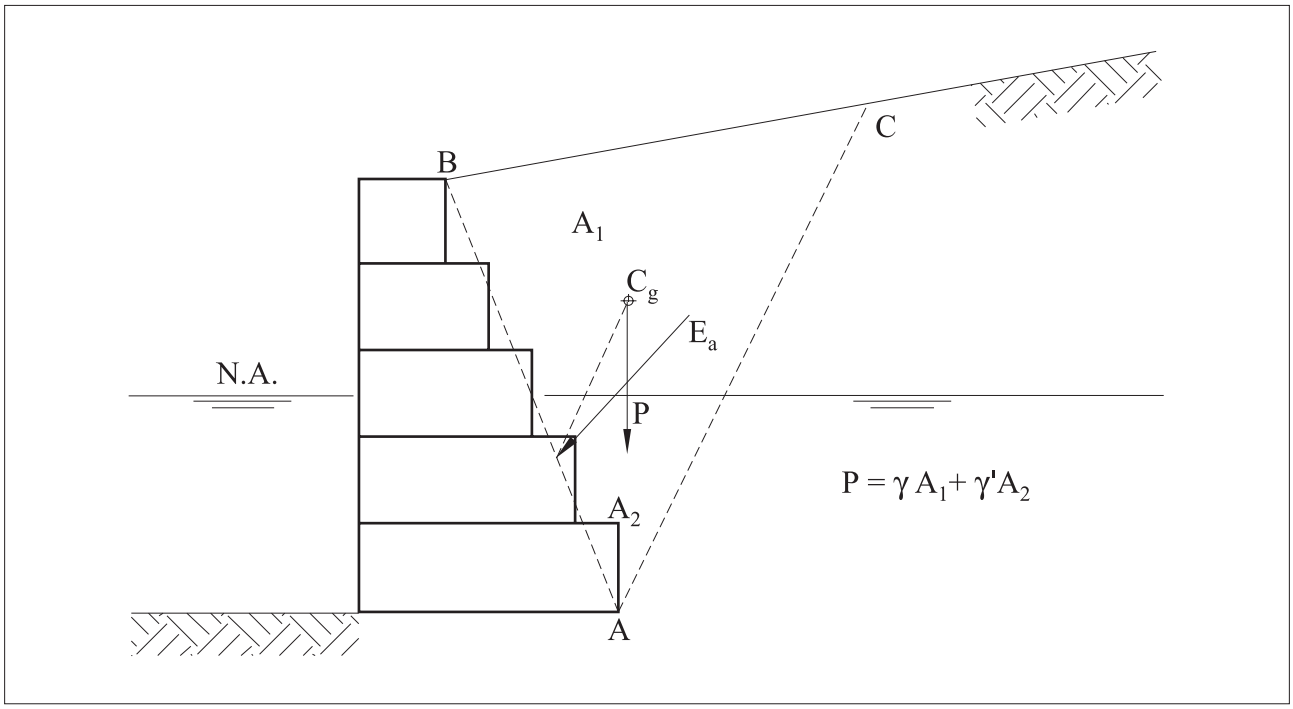


Figura 3.4.15 - Estrutura de arrimo parcialmente submersa

Nestes casos, deve-se separar do efeito do solo o efeito da água existente nos seus vazios. Isto porque a resistência do solo é devido à pressão entre suas partículas (pressão efetiva) enquanto a água não possui resistência alguma ao cisalhamento. Este tipo de análise é conhecida como análise em termos de tensão efetiva.

Assim, para se empregar o método do equilíbrio limite neste tipo de estrutura deve-se determinar o equilíbrio de forças utilizando o peso submerso da cunha de solo, ou seja, para se calcular o peso da parte submersa da cunha de solo deve-se utilizar o peso específico submerso "γ'" do material.

O empuxo "E_a", assim obtido, é então aquele devido apenas ao peso das partículas do solo, sendo necessário adicionar-se a este a pressão da água sobre a estrutura. A determinação desta pressão é trivial e obedece às leis da hidrostática. No caso específico de muro de arrimo de gabiões, devido à sua natureza altamente drenante, a análise de estabilidade pode ser feita em termos de pressões efetivas.

O ponto de aplicação do empuxo "E_a" é determinado por uma reta paralela à superfície de ruptura crítica passando pelo centro de gravidade (do peso submerso) da cunha crítica.

Caso se considere que há diferença entre as resistências do material acima e abaixo do nível d'água o problema deve ser analisado como no item 3.4.2.

3.4.7.2 Maciço sob influência de percolação d'água

Outro caso bastante comum é a ocorrência de percolação d'água através do maciço arrimado. Isto acontece, por exemplo, quando o nível do lençol freático que se encontrava pouco abaixo da fundação da estrutura se eleva por ocasião da época das chuvas ou, ainda quando em estruturas do tipo das descritas no item anterior, ocorre uma brusca redução do nível do curso d'água. Nestes casos há percolação d'água através do maciço na direção da estrutura de arrimo, o que faz aumentar o valor do empuxo sobre esta. Para que a água não fique retida atrás do muro, aumentando ainda mais o valor do empuxo, deve-se usar estruturas autodrenantes, como por exemplo os gabiões, ou prover a estrutura de drenos e filtros que impeçam o carreamento das partículas do solo.

Para se analisar este tipo de problema deve-se determinar inicialmente a rede de fluxo formada como mostrado na figura 3.4.16.

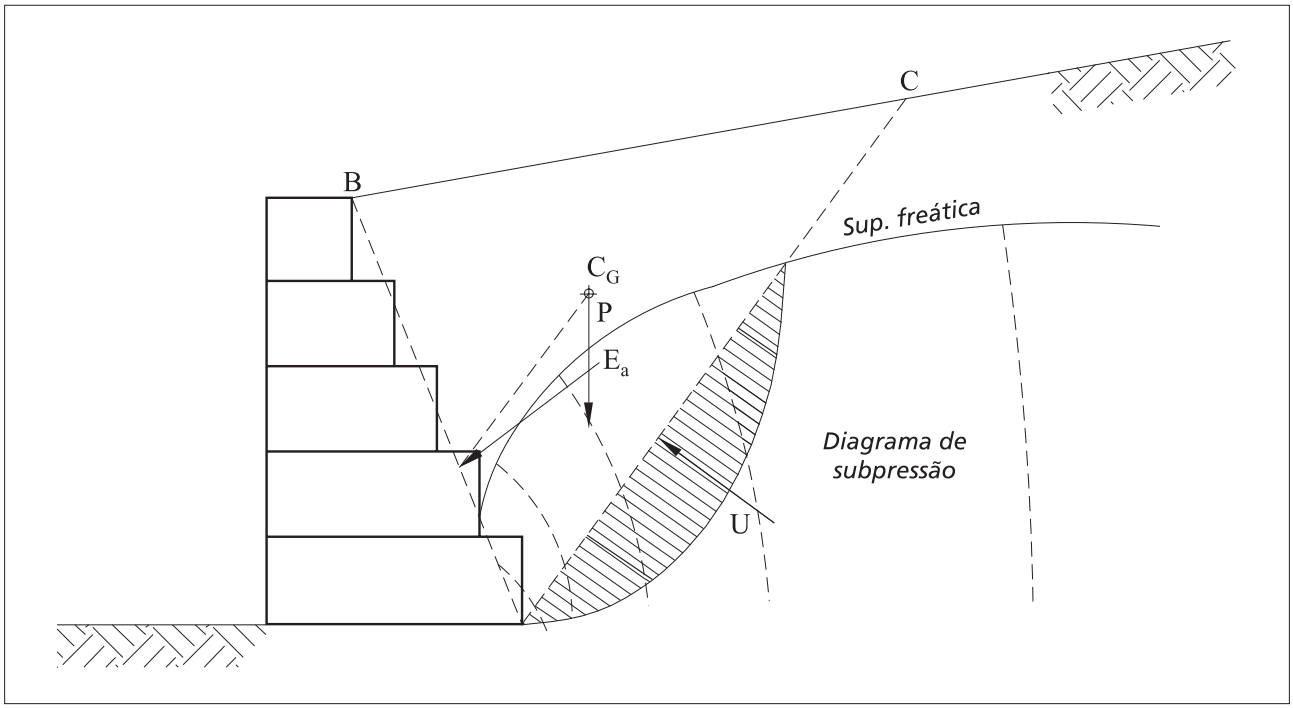


Figura 3.4.16 - Rede de fluxo através do maciço arrimado

A seguir pode-se fazer a análise pelo método do equilíbrio limite. As forças que atuam sobre a cunha de solo formada pela superfície de ruptura incluem o peso próprio desta (aqui determinado utilizando-se o peso específico saturado "γ_{sat}" do solo) e a força "U" devido à pressão neutra que age sobre a superfície de escorregamento. Esta última é determinada a partir do diagrama de subpressões atuantes na superfície de ruptura.

Uma forma simplificada de determinação da força "U" consiste na adoção de um parâmetro de subpressão "r_u" definido como:

$$r_u = \frac{U}{P} \quad (56)$$

que pode ser estimado a partir da altura do lençol freático.

O ponto de aplicação do empuxo "E_a" pode ser determinado como no item anterior. Deve-se notar, porém, que aqui o empuxo "E_a" inclui o efeito da água. Então o centro de gravidade da cunha crítica deve ser determinado pelo seu peso saturado.

3.4.8 Maciço em camadas (não homogêneo)

Caso o maciço arrimado seja formado por camadas de solos diferentes (figura 3.4.17), o método do equilíbrio limite pode ainda ser utilizado.

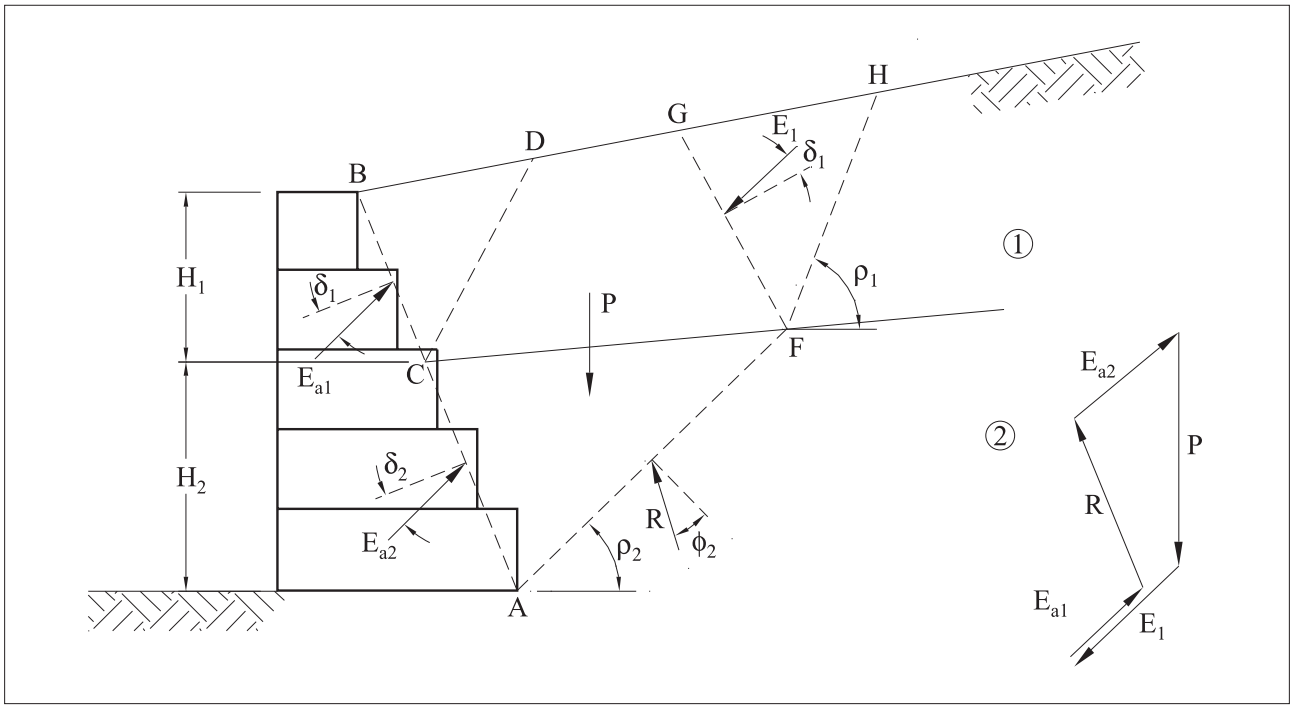


Figura 3.4.17 - Maciço não homogêneo

Primeiramente determina-se o empuxo "E_{a1}" provocado sobre a estrutura pela primeira camada de solo ao longo de "BC" utilizando o método já citado anteriormente.

Em seguida considera-se uma superfície de ruptura formada por três planos. O primeiro destes planos parte do ponto "A" na base da estrutura (ou da base da segunda camada do solo, no caso de haver mais de duas camadas) e se estende até o limite entre a segunda e a primeira camadas (ponto "F"), com uma inclinação "ρ_2" em relação à horizontal. O segundo plano parte deste ponto e prossegue até a superfície do maciço (ponto "G"), numa direção paralela à face interna da estrutura de arrimo ("AB"). O terceiro plano parte do mesmo ponto ("F") e se estende até a superfície do maciço (ponto "H") numa direção inclinada de "ρ_1" em relação à horizontal.

Formam-se assim, duas cunhas de solo. Uma delas com vértices em A, B, G e F, e outra com vértices em F, G e H. O efeito da cunha menor sobre a maior pode então ser determinado como o empuxo "E_1", calculado também pelo método do equilíbrio limite, considerando um ângulo de atrito entre as duas cunhas igual ao ângulo de atrito "δ_1" que atua entre o solo da camada superior e a estrutura de arrimo.

Conhecido o valor de "E_1", o empuxo aplicado pela camada inferior pode ser determinado pelo equilíbrio das forças que atuam sobre a cunha de solo maior.

A inclinação "ρ_2" deve ser então pesquisada a fim de se encontrar a posição mais crítica para a superfície de ruptura.

Caso o número de camadas seja superior a dois, o processo deve ser repetido para incluir as camadas inferiores até se alcançar a base da estrutura.

O ponto de aplicação de "E_{a1}" é determinado como já mencionado nos itens anteriores, ou seja, a "$H_1/3$" da base da camada, onde "H_1" é a espessura desta camada em contato com a estrutura de arrimo, caso a superfície do maciço seja plana e não haja sobrecargas. Quanto ao ponto de aplicação de "E_{a2}", pode-se assumir que a distribuição da pressão lateral sobre a estrutura de arrimo é linear e que a taxa de variação desta pressão com a altura da estrutura é:

$$\frac{dp_{l2}}{dh_2} = \gamma_2 . K_{a2} \qquad (57)$$

onde "K_{a2}" é o coeficiente de empuxo ativo determinado pela teoria de Coulomb. Assim, pode-se determinar a pressão lateral no topo e na base da segunda camada e, em seguida, o centro de gravidade do diagrama de pressão lateral obtido (figura 3.4.18).

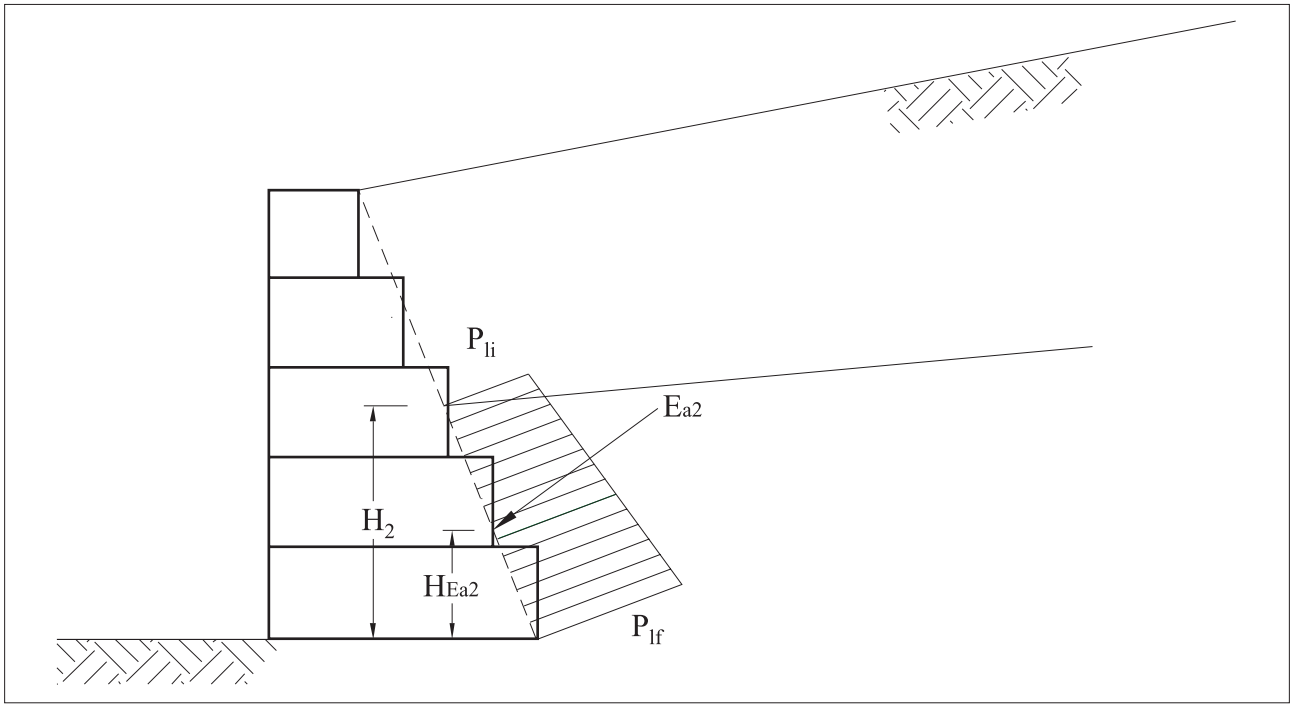


Figura 3.4.18 - Distribuição da pressão lateral na segunda camada de solo

$$dp_{li} = \frac{E_{a2}}{H_2} - \frac{\gamma_2.K_{a2}.H_2}{2} \quad (58)$$

$$dp_{lf} = \frac{E_{a2}}{H_2} + \frac{\gamma_2.K_{a2}.H_2}{2} \quad (59)$$

então:

$$H_{E2} = \frac{H_2}{2} - \frac{\gamma_2.K_{a2}.H_2}{H_{a2}} \cdot \frac{H_2^3}{12} \quad (60)$$

Na determinação de "K_{a2}" pela teoria de Coulomb pode-se adotar, caso seja necessário, valores aproximados para a inclinação "i" da superfície do talude.

A execução deste processo só é viável com a utilização de um programa de computador. O programa GawacWin® foi desenvolvido com a capacidade de analisar também estes casos.

3.4.9 Efeito sísmico

Durante um abalo sísmico, o empuxo ativo pode sofrer um incremento devido às acelerações horizontal e vertical do solo. Estas acelerações provocam o aparecimento de forças inerciais nas direções vertical e horizontal que devem ser consideradas no equilíbrio de forças (figura 3.4.19).

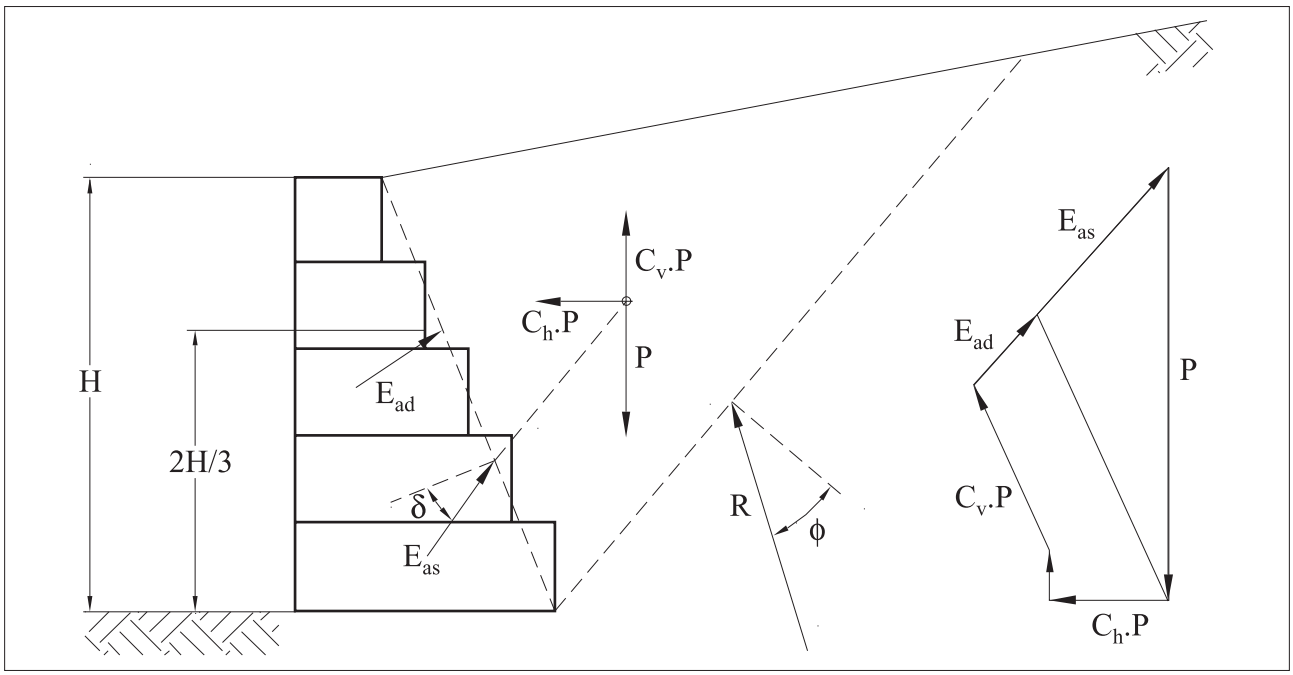


Figura 3.4.19 - Forças de inércia que agem sobre a cunha de solo

Estas acelerações normalmente são expressas em relação à aceleração da gravidade "g" e são função do risco sísmico local. Assim, as forças de inércia serão calculadas como parcelas do peso da cunha de solo "P":

$$I_h = C_h \cdot P \quad (61)$$

e

$$I_v = C_v \cdot P \quad (62)$$

onde "C_h" e "C_v" são as relações de aceleração nas direções horizontal e vertical.

A aceleração na direção horizontal apresenta uma maior influência no valor do empuxo ativo e, assim, geralmente é a única considerada na análise.

O empuxo ativo calculado, então, dessa forma pode ser dividido em duas parcelas. A primeira, igual ao empuxo estático "E_{ae}", tem seu ponto de aplicação sobre a estrutura de arrimo determinado como nos itens anteriores. A segunda parcela "E_{ad}" é o efeito do abalo sísmico, e seu ponto de aplicação está situado a "2.H/3" da base da estrutura [13].

Caso o maciço esteja submerso, deve-se utilizar o peso específico submerso "γ'" do solo no cálculo do peso específico da cunha, como já citado no item 3.4.7.1. Então, é necessária também a consideração do efeito sísmico na massa de água existente no interior do solo.

Esta massa provocará uma pressão adicional ao efeito estático, resultando num empuxo adicional "U_d" devido à água, dado por:

$$U_d = \frac{7}{12} \cdot H^2{}_a . \gamma_a . C_h \quad (63)$$

onde "γ_a" e "H_a" são o peso específico e a altura da água respectivamente. Este empuxo está aplicado a "$H_a/3$" da base da estrutura [14].

Caso as condições do problema permitam a utilização direta da teoria de Coulomb e, além disso, considere-se apenas a aceleração na direção horizontal, o efeito sísmico pode ser determinado pelas expressões do item 3.4.3 corrigindo-se os valores dos ângulos "α" e "i" da figura 3.4.7.

$$i' = i + \theta \tag{64}$$

e

$$\alpha' = \alpha - \theta \tag{65}$$

onde

$$\theta = \arctan C_h \tag{66}$$

O empuxo "E_a" assim calculado deve ainda ser multiplicado por "A", que é dado por:

$$A = \frac{\text{sen}^2\,\alpha'}{\text{sen}^2\,\alpha.\cos\theta} \tag{67}$$

O efeito sísmico "E_{ad}" será dado então por:

$$A_{ad} = A.E'_a - E_{ae} \tag{68}$$

onde "E_{ae}" é o empuxo ativo estático. A diferença "E_{ad}" está aplicada a "$2H/3$" da base do muro.

3.5 Aplicação das teorias a muros de gabiões

Os muros de gabiões são estruturas de gravidade e como tal podem ser dimensionados.

Assim, as teorias clássicas de Rankine e de Coulomb, bem como o método do equilíbrio limite podem ser utilizados na determinação dos empuxos atuantes.

Para os casos mais simples, a teoria de Coulomb é geralmente empregada na determinação do empuxo ativo, pois abrange uma variedade razoável de situações encontradas na prática.

As características do solo arrimado devem ser avaliadas cuidadosamente, pois delas dependem os resultados das análises. Deve-se atentar para o fato de que o maciço é geralmente um reaterro, preferencialmente executado com material não coesivo e assim é normal se considerar como nula a coesão do solo.

Mesmo quando se utiliza solo argiloso no reaterro, a coesão disponível é muito pequena, pois além do amolgamento provocado pela construção, deve-se lembrar que o estado ativo se configura numa situação de descarregamento do maciço; e assim a situação mais crítica é a que corresponde à condição drenada da resistência. Dessa forma a envoltória de resistência ao cisalhamento mais indicada nestes casos é a envoltória efetiva (também chamada envoltória drenada), que normalmente apresenta uma parcela de coesão muito pequena, ou mesmo nula, para solos argilosos.

Para o ângulo de atrito "δ" entre o solo e a estrutura, pode-se adotar o mesmo valor do ângulo de atrito interno "ϕ" do solo, pois a face dos gabiões é bastante rugosa. No caso de haver um filtro geotêxtil entre o solo arrimado e o muro de gabiões o valor de "δ " deve ser diminuído, adotando-se normalmente "$\delta = 0{,}9$ a $0{,}95.\phi$".

Caso as condições específicas do problema analisado sejam mais complexas, não permitindo a utilização direta da teoria de Coulomb, recorre-se geralmente ao método do equilíbrio limite. Neste caso, entretanto, o trabalho envolvido na determinação do empuxo atuante é consideravelmente maior. Por isso foram desenvolvidos programas de computador que auxiliam o projetista nessa tarefa. O programa GawacWin® distribuído pela Maccaferri, aos projetistas, utiliza o método do equilíbrio limite na determinação do empuxo ativo atuante, o que torna-o capaz de analisar a maioria dos casos que podem surgir.

Para o cálculo do empuxo passivo, que é a resistência ao deslocamento horizontal oferecida pelo terreno à frente do muro, quando este está apoiado numa cota inferior à da sua superfície (figura 3.5.1), a teoria de Rankine é geralmente suficiente. Deve-se, no entanto, ter cautela na consideração desta resistência. Somente deve ser considerada a disponibilidade do empuxo passivo à frente do muro quando for possível garantir que não ocorrerão escavações ou mesmo erosão no solo situado à frente da estrutura de arrimo.

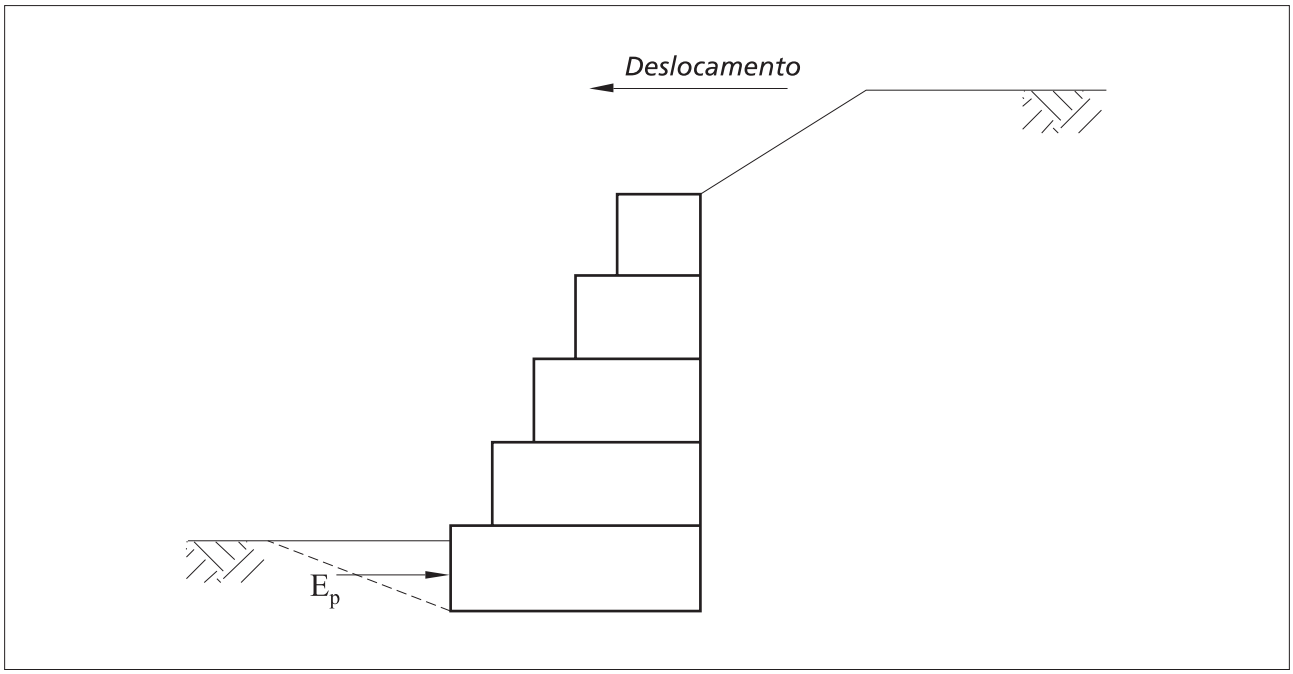


Figura 3.5.1 - Determinação do empuxo passivo

3.5.1 Superfícies de rupturas curvas

Os métodos de Coulomb e do equilíbrio limite adotam a forma da superfície de ruptura como sendo plana, por hipótese. No entanto, nem sempre a forma plana conduz à condição mais crítica para o equilíbrio da cunha de solo formada pela superfície de ruptura. A ocorrência de atrito ao longo da interface solo-estrutura de arrimo faz com que a superfície de ruptura mais crítica seja curva.

Análises mais rigorosas, utilizando superfícies de ruptura com a forma de espirais logarítmicas, foram desenvolvidas. No caso do empuxo ativo, estas análises mostram que o valor calculado com a utilização de superfícies planas difere no máximo em cerca de 10%, ficando em geral esta diferença dentro de 5% do valor calculado com superfícies de ruptura curva [15]. Este fato justifica a utilização das superfícies de ruptura plana para o cálculo do empuxo ativo por serem de análise mais simples e abrangentes.

Para o empuxo passivo, no entanto, a diferença entre os resultados obtidos pelos métodos que utilizam superfícies de ruptura planas e os que utilizam superfícies curvas é bem maior. Apenas quando não se considera atrito entre o solo e a estrutura de arrimo os resultados obtidos pela teoria de Coulomb e pelo método do equilíbrio limite são corretos [16].

3.6 Análise da estabilidade da estrutura de contenção

3.6.1 Tipos de ruptura

É necessária a verificação da segurança da estrutura de arrimo contra os diversos tipos de ruptura. No caso de muros de arrimo de gabiões, os tipos principais de ruptura que podem ocorrer estão mostrados na figura 3.6.1.

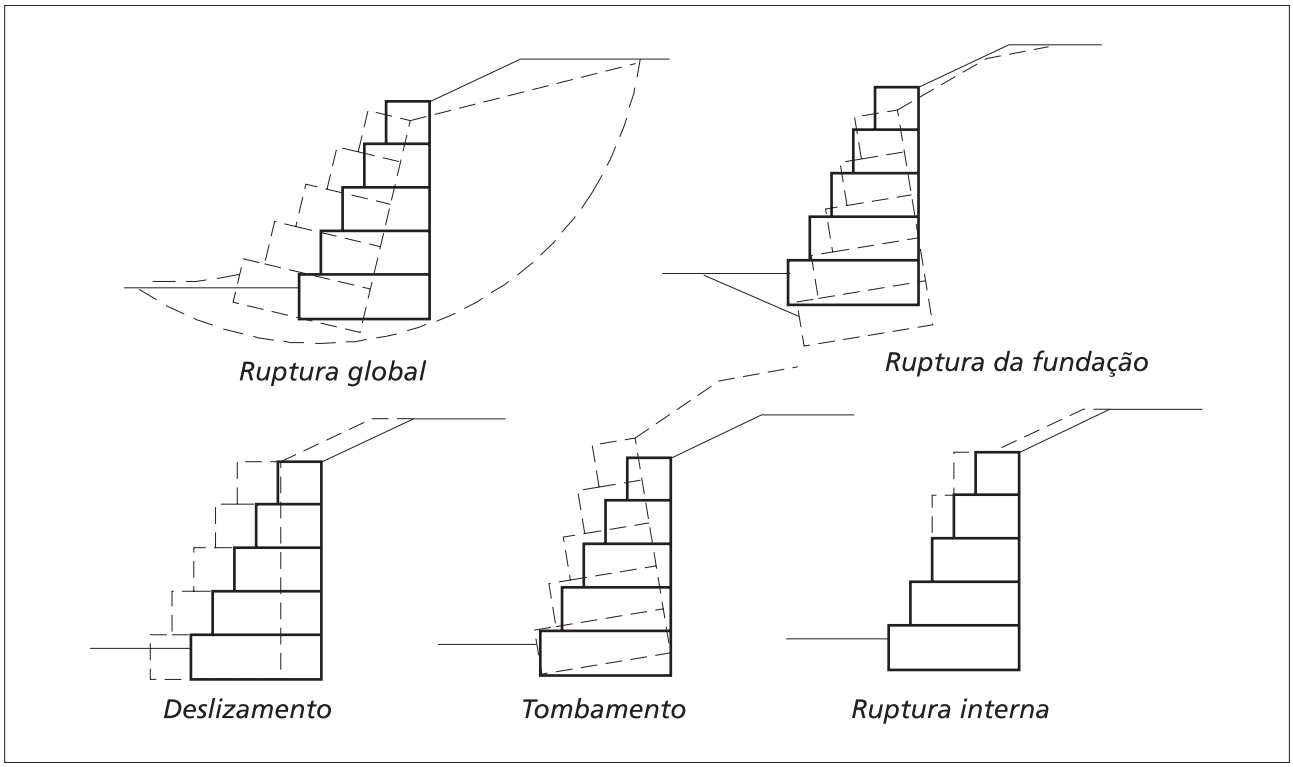


Figura 3.6.1 - Tipos de ruptura de muros de gabiões

1. Deslizamento sobre a base: ocorre quando a resistência ao escorregamento ao longo da base do muro, somada ao empuxo passivo disponível à frente da estrutura, é insuficiente para neutralizar o efeito do empuxo ativo atuante.

2. Tombamento: ocorre quando o momento estabilizante do peso próprio do muro em relação ao fulcro de tombamento é insuficiente para neutralizar o momento do empuxo ativo.

3. Ruptura da fundação ou recalque excessivo: ocorre quando as pressões aplicadas pela estrutura sobre o solo de fundação são superiores à sua capacidade de carga.

4. Ruptura global do maciço: escorregamento ao longo de uma superfície de ruptura que contorna a estrutura de arrimo.

5. Ruptura interna da estrutura: ruptura das seções intermediárias entre os gabiões, que pode ocorrer tanto por escorregamento como por excesso de pressão normal.

3.6.2 Forças que atuam sobre a estrutura

Na figura 3.6.2 estão mostradas as forças que atuam sobre a estrutura de arrimo.

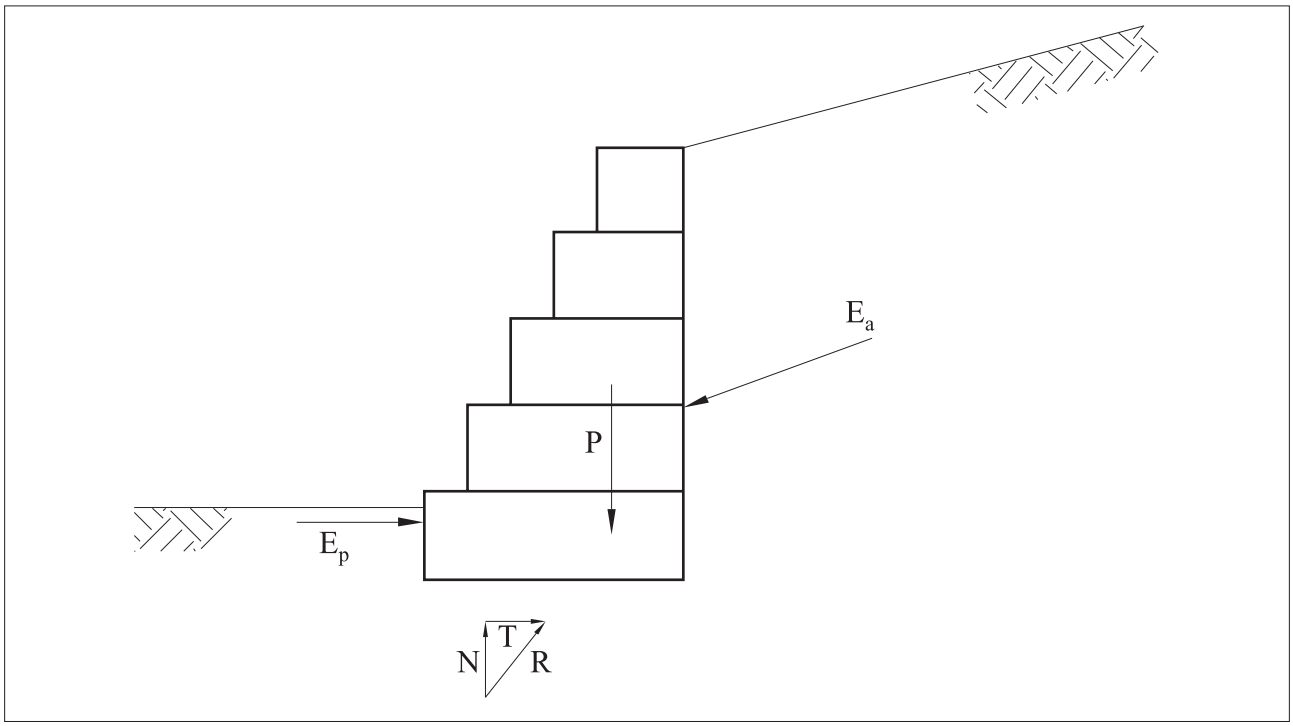


Figura 3.6.2 - Forças que atuam sobre a estrutura de arrimo

As forças presentes são os empuxos "E_a" e "E_p", o peso próprio da estrutura "P" e a reação da fundação "R". Esta última força pode ser decomposta em uma força normal "N" e numa força tangente "T" à base da estrutura de arrimo.

Além destas forças, devem ser consideradas outras, dependendo das condições. Assim, no caso de a estrutura estar parcial ou totalmente submersa, deve ser considerada a força de flutuação "V" (figura 3.6.3), enquanto na análise sísmica devem ser consideradas as forças de inércia horizontal "$I_h = C_h.P$" e vertical "$I_v = C_v.P$". Outras forças podem ainda provir de sobrecargas aplicadas diretamente sobre a estrutura.

3.6.3 Determinação dos empuxos

A determinação dos empuxos atuantes é o passo mais importante na análise de muros de arrimo. Normalmente são utilizadas as teorias de Rankine e de Coulomb nesta determinação, pois elas fornecem valores realistas para estes empuxos. No entanto, a qualidade dos valores calculados por estas teorias depende da correta avaliação dos parâmetros do solo que compõe o maciço e das condições gerais do problema.

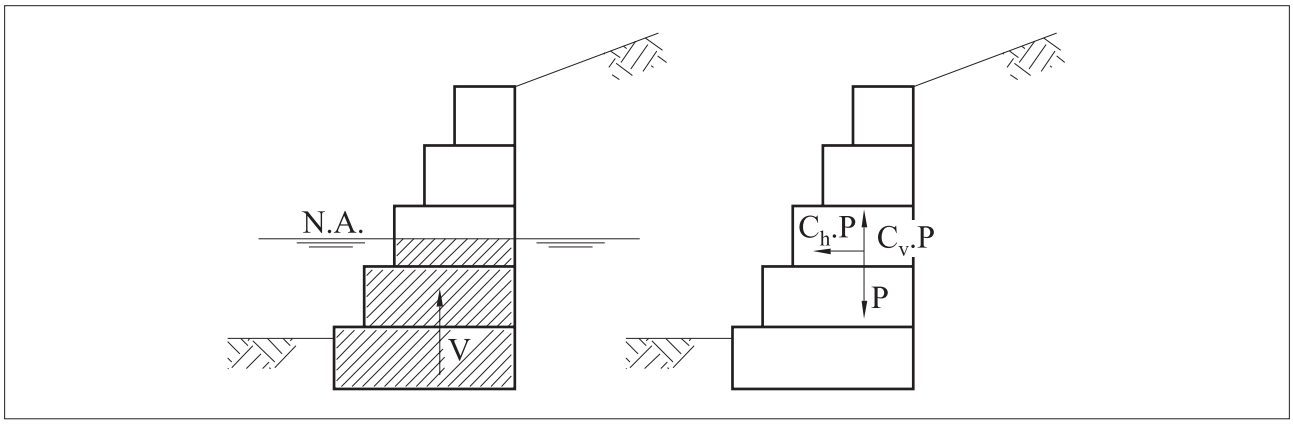


Figura 3.6.3 - Outras forças que podem agir sobre o muro

É necessário considerar:

1. A resistência ao cisalhamento do solo, normalmente expressa pelo critério de Mohr-Coulomb, na forma do seu ângulo de atrito interno "ϕ" e da sua coesão "c". Estes valores devem ser obtidos preferencialmente da envoltória de resistência efetiva do solo obtida de ensaios de laboratório. Para obras de menor porte estes valores podem ser tomados também de correlações empíricas com ensaios de campo como o SPT.

A análise deve ser feita em termos de tensões efetivas, pois o estado ativo representa um descarregamento do maciço e, neste caso, o comportamento de longo prazo é o mais crítico. Esta consideração é particularmente importante na avaliação da coesão do material. Mesmo solos argilosos apresentam valores bastante reduzidos para a coesão, quando é considerada a envoltória efetiva. Além disso, o amolgamento provocado pela escavação e posterior reaterro do maciço arrimado tende a diminuir ainda mais a coesão disponível. Assim, muitas vezes a coesão do solo é tomada como nula em maciços argilosos para efeito de cálculo do empuxo ativo.

2. O peso específico do solo, tanto no estado natural como no estado de saturação completa.

3. O ângulo de atrito entre o solo e a estrutura, tomado em função do ângulo de atrito interno do solo e do material da estrutura, assim como da rugosidade da superfície de contato.

4. A posição do nível d'água e as condições de fluxo através do maciço. Devem ser determinadas as alturas máxima e mínima do nível d'água e a eventual possibilidade de formação de fluxo d'água através do maciço. Isto é particularmente importante em muros construídos em baixadas e em canais.

5. Carregamentos externos aplicados sobre o maciço por estruturas construídas sobre ele e por tráfego de veículos.

6. Carregamentos dinâmicos provocados por abalos sísmicos geralmente especificados por códigos locais em função da sismicidade da região.

3.6.4 Verificação da estabilidade contra o deslizamento

O deslizamento da estrutura ocorre quando a resistência contra o deslizamento ao longo da base do muro de arrimo, somada ao empuxo passivo disponível à sua frente, não é suficiente para se contrapor ao empuxo ativo.

Pode-se definir um coeficiente de segurança contra o deslizamento:

$$F_d = \frac{T_d + E_{pd}}{E_{ad}} \quad (69)$$

onde "E_{ad}" e "E_{pd}" são as componentes dos empuxos ativo e passivo na direção do escorregamento (figura 3.6.4).

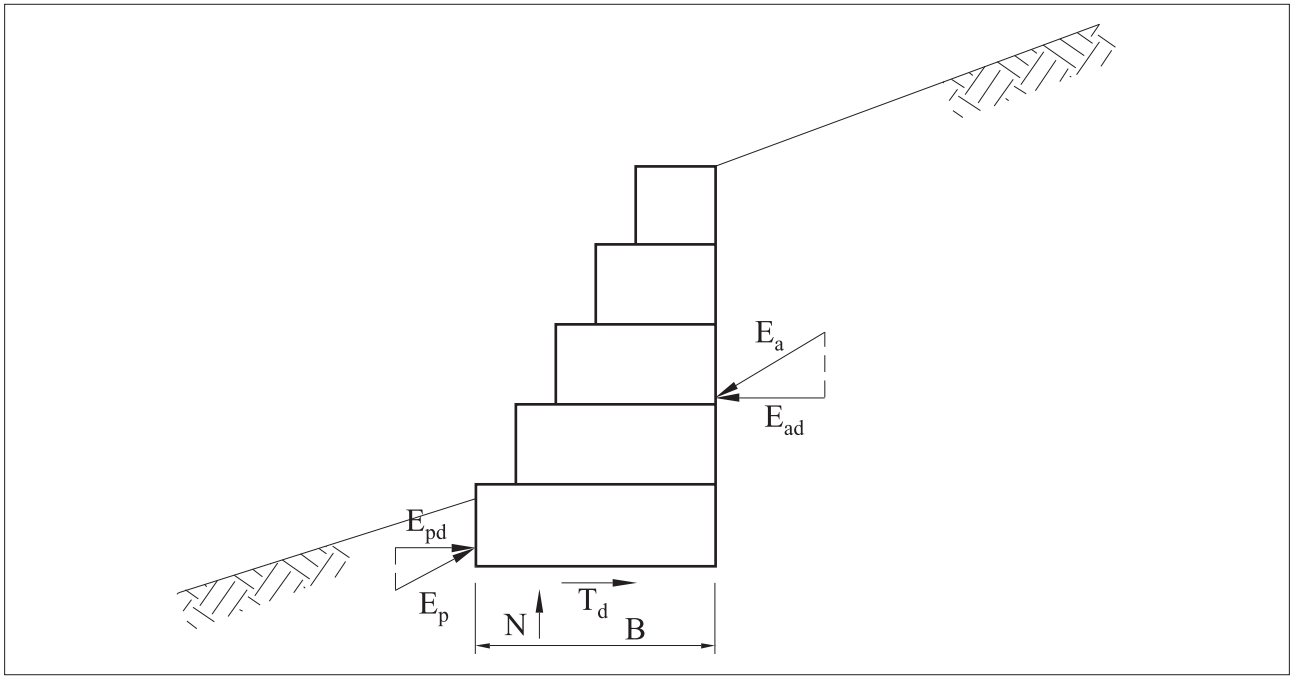


Figura 3.6.4 - Verificação quanto ao deslizamento

A força "T_d" é a resistência disponível ao longo da base da estrutura e vale:

$$T_d = N.\tan \delta^* + a^*.B \quad (70)$$

onde "δ^*" é o ângulo de atrito entre o solo da fundação e a base da estrutura, e "a^*" é a adesão entre o solo e a base.

Os valores sugeridos para "δ^*" e "a^*" são:

$$\frac{2}{3}\tan \phi \leq \tan \delta^* \leq \tan \phi \quad (71)$$

e

$$\frac{1}{3}.\ c \leq a* \leq \frac{3}{4}.\ c \quad (72)$$

Sugere-se também que o valor de "$F_d \geq 1{,}5$" seja para solos não coesivos e "$F_d \geq 2{,}0$", para solos coesivos [8].

3.6.5 Verificação da estabilidade contra o tombamento

O tombamento da estrutura de arrimo pode ocorrer quando o valor do momento do empuxo ativo em relação a um ponto "A" situado no pé do muro (figura 3.6.5) supera o valor do momento do peso próprio da estrutura, somado ao momento do empuxo passivo. O ponto "A" é denominado fulcro de tombamento.

O coeficiente de segurança contra o tombamento é dado por:

$$F_1 = \frac{M_P + M_{E_P}}{M_{E_a}} \quad (73)$$

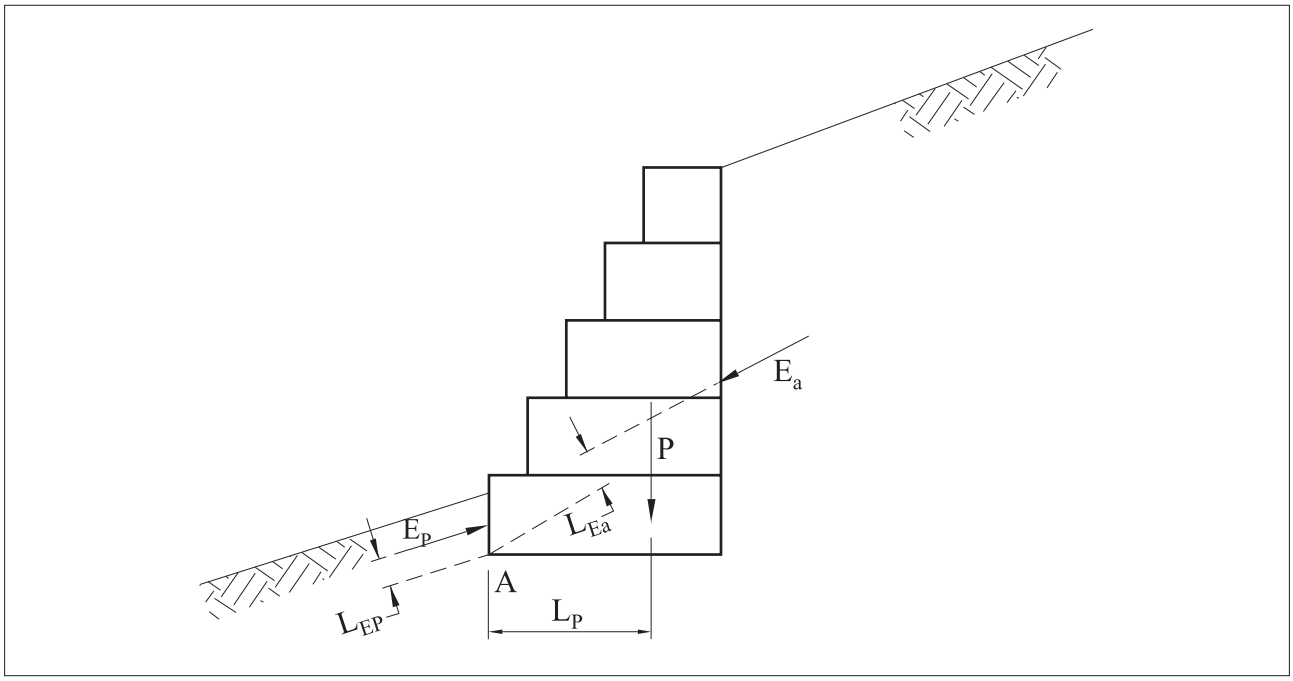


Figura 3.6.5 - Verificação quanto ao tombamento

Outra forma de se definir o coeficiente de segurança contra o tombamento é se considerar que apenas a componente horizontal do empuxo ativo "E_{ah}" contribui com o momento de tombamento, enquanto sua componente vertical "E_{av}" contribui com o momento resistente. Assim o coeficiente de segurança "F_t" ficaria:

Esta última forma de "F_t" é mais utilizada, pois evita que o coeficiente de segurança contra o tombamento resulte negativo quando o momento do empuxo ativo "M_{E_a}" é negativo. Esta situação ocorre quando a reta suporte do vetor que representa a força "E_a" passa abaixo

$$F_t = \frac{M_P + M_{E_P} + M_{E_{av}}}{M_{E_a}} \quad (74)$$

do fulcro de tombamento.

Quanto ao valor mínimo para o coeficiente de segurança contra o tombamento, sugere-se que "$F_t \geq 1{,}5$".

3.6.6 Verificação das pressões aplicadas à fundação

Outra verificação necessária é em relação às pressões que são aplicadas na fundação pela estrutura de arrimo. Estas pressões não devem ultrapassar o valor da capacidade de carga do solo de fundação.

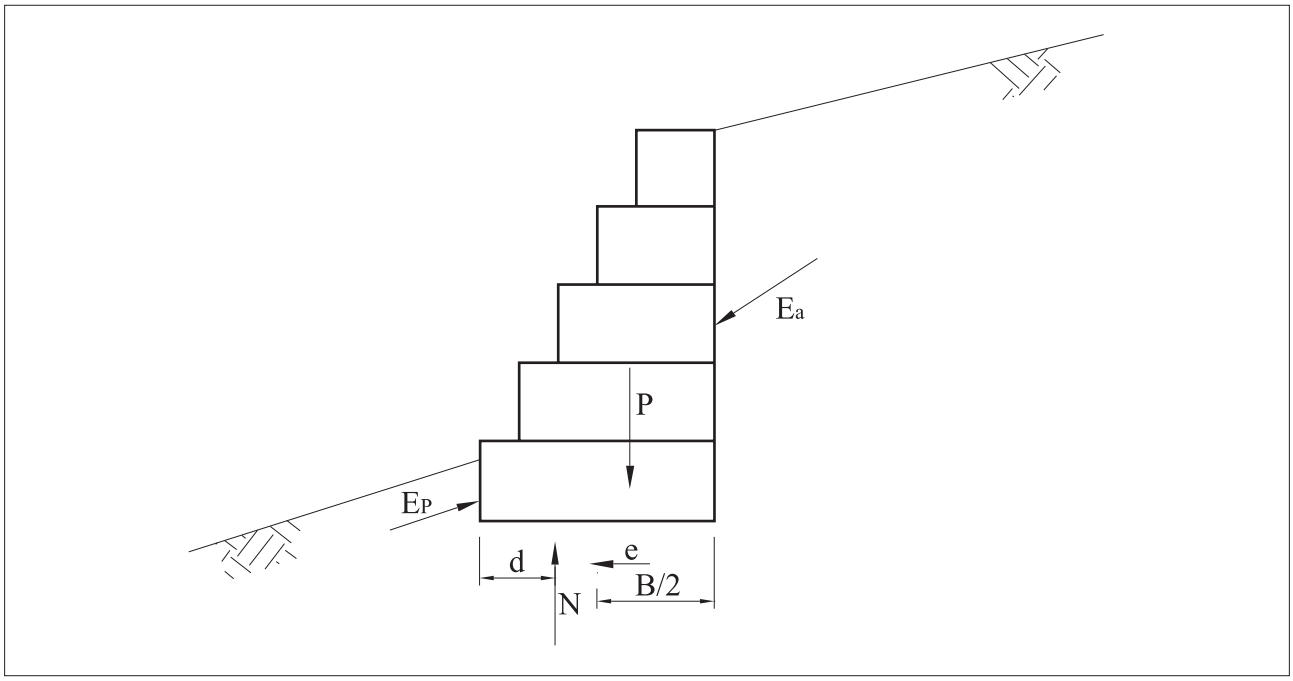


Figura 3.6.6 - Ponto de aplicação de "N"

Através do equilíbrio de momentos atuantes sobre a estrutura de arrimo, pode-se determinar o ponto de aplicação da força normal "N" (figura 3.6.6):

$$d = \frac{M_P + M_{E_P} + M_{E_{av}}}{N} \quad (75)$$

Esta força normal é a resultante das pressões normais que agem na base da estrutura de arrimo. Para que estas pressões sejam determinadas, a forma da distribuição delas deve ser conhecida. Normalmente admite-se uma distribuição linear para estas pressões, e então, os valores máximo e mínimo delas ocorrerão nas bordas da base da estrutura (figura 3.6.7) e serão dadas por:

$$\sigma_{máx} = \frac{N}{B} \cdot \left(1 + 6 \cdot \frac{e}{B}\right) \quad (76)$$

$$\sigma_{mín} = \frac{N}{B} \cdot \left(1 - 6 \cdot \frac{e}{B}\right) \quad (77)$$

para "$e \leq B/6$".

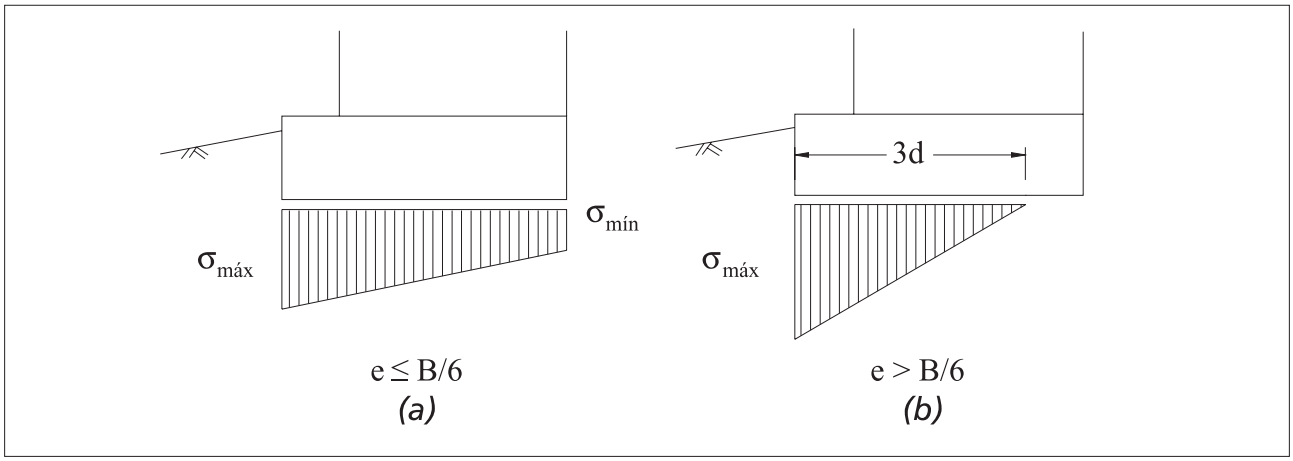


Figura 3.6.7 - Distribuição das pressões na fundação

Caso o valor da excentricidade "e" seja maior que "B/6", há um descolamento da parte anterior da base resultando numa distribuição triangular. A pressão máxima será:

$$\sigma_{máx} = \frac{2.N}{3.d} \quad (78)$$

Deve-se evitar esta última condição devido à concentração de tensões que ocorre.

Para se determinar a capacidade de carga da fundação do muro pode-se recorrer à expressão proposta por Hansen [18]:

$$\sigma_{lim} = c \,.\, N_c \,.\, d_c + q \,.\, N_q \,.\, d_q \,.\, i_q + \frac{1}{2} \,.\, \gamma \,.\, B \,.\, N_\gamma \,.\, d_\gamma \,.\, i_\gamma \quad (79)$$

onde:

$$q = \gamma \,.\, y \quad (80)$$

$$i_q = 1 - \frac{T}{2 \,.\, N} \quad (81)$$

$$i_\gamma = i_q^2 \quad (82)$$

$$d_c = d_q = 1 + 0{,}35 \,.\, \frac{y}{B} \quad (83)$$

$$d_\gamma = 1 \quad (84)$$

$$N_q = e^{\pi \,.\, \tan \phi} \,.\, \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) \quad (85)$$

e

$$N_\gamma = 1{,}8 \,.\, (N_q - 1) \,.\, \tan \phi \qquad (86)$$

Nas expressões acima, “γ”, “c” e “ϕ” são o peso específico, a coesão e o ângulo de atrito interno, respectivamente, do solo da fundação; “y” é a altura do solo à frente do muro em relação à cota de apoio, e “T” é a força tangencial que age na base.

A pressão máxima admissível será dada por:

$$\sigma_{adm} = \frac{\sigma_{lim}}{3} \qquad (87)$$

Caso haja camadas de solos menos resistentes abaixo da fundação, a carga máxima admissível deve ainda ser verificada para estas camadas. Neste caso deve-se também levar em conta o “espraiamento” das pressões verticais aplicadas pela estrutura de arrimo até a camada analisada.

3.6.7 Verificação da estabilidade contra a ruptura global

Além das formas de ruptura citadas nos itens anteriores, pode ainda ocorrer a ruptura global do maciço ao longo de uma superfície de ruptura que contorna a estrutura de arrimo sem tocá-la. Este tipo de ruptura ocorre principalmente quando há camadas ou zonas de solos menos resistentes abaixo da fundação do muro de arrimo.

Esta forma de deslizamento é similar à que ocorre em taludes e, portanto, os métodos utilizados na análise da estabilidade de taludes podem aqui também ser utilizados.

Os métodos de análise da estabilidade de taludes mais empregados são os que analisam a parte do maciço sujeita ao deslizamento como blocos rígidos e os métodos que o analisam como um bloco único dividido em fatias, também chamadas lamelas.

Os métodos do primeiro tipo geralmente utilizam superfícies de ruptura planas (figura 3.6.8) como o método das cunhas, enquanto aqueles do segundo tipo utilizam geralmente superfícies de ruptura cilíndricas como o método de Fellenius [19] e o método de Bishop [20] (figura 3.6.10).

O método das cunhas considera que a superfície de ruptura é formada por uma série de planos que delimitam cunhas rígidas. O equilíbrio dessas cunhas rígidas requer que uma parcela da resistência seja mobilizada ao longo desses planos. A relação entre a resistência disponível ao longo da superfície de ruptura e a resistência mobilizada é o coeficiente de segurança contra a ruptura do maciço. A superfície mais crítica é então determinada por um processo de tentativas que busca identificar aquela que apresenta o menor valor para o coeficiente de segurança.

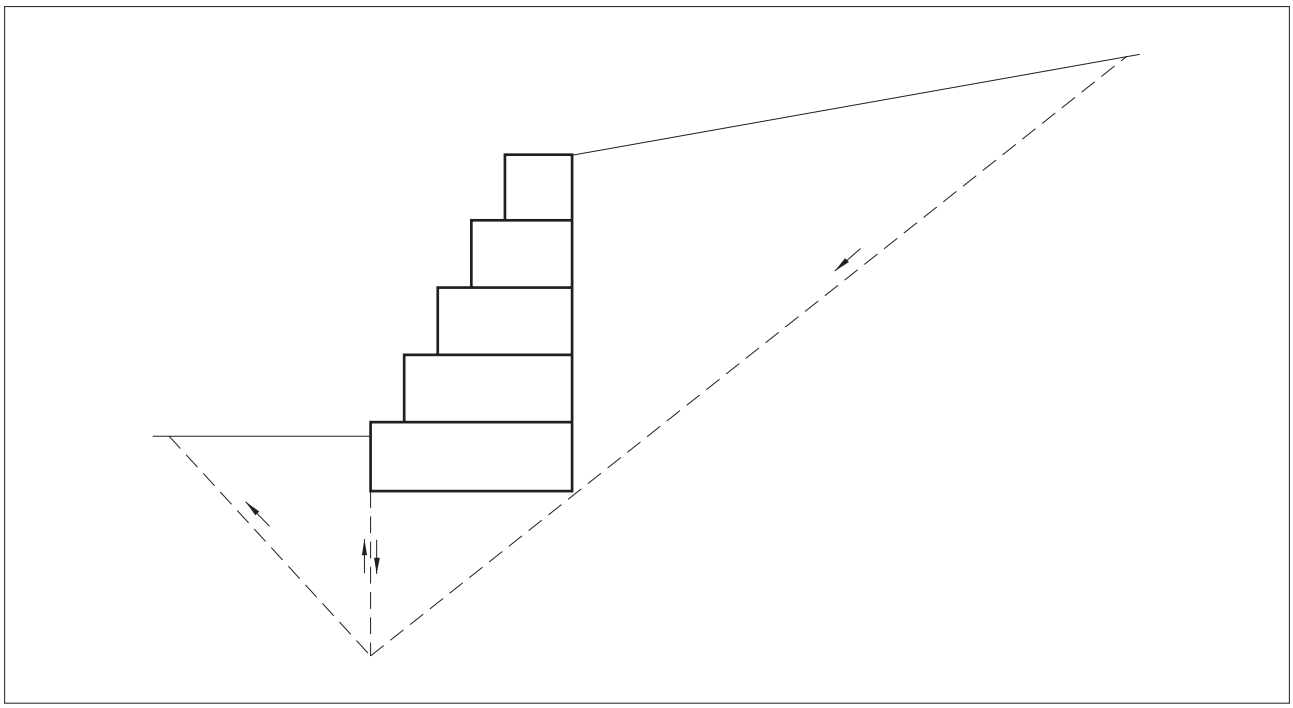


Figura 3.6.8 - Ruptura global do maciço (método das cunhas - superfícies planas)

Pode-se perceber que a análise descrita acima é bastante similar àquela feita na verificação contra o deslizamento da estrutura ao longo da base (item 3.6.4). Ali também os planos de ruptura formam três "cunhas" rígidas: a cunha ativa, a estrutura de arrimo e a cunha passiva (figura 3.6.9). A principal diferença é que no equilíbrio da cunha ativa considera-se a mobilização total da resistência ao cisalhamento ao longo das superfícies $\overline{AB}$ e $\overline{AC}$. Isto significa considerar-se um valor de coeficiente de segurança unitário para o escorregamento ao longo dessas superfícies. Assim, o coeficiente de segurança ao deslizamento "F_d" é na verdade restrito às superfícies da base do muro e da cunha passiva. Como foi mobilizada toda a resistência disponível ao longo das superfícies da cunha ativa, a resistência necessária para o equilíbrio do conjunto ao longo das superfícies onde "F_d" calculado é menor, o que resulta num valor numericamente superior para este em relação ao coeficiente de segurança contra a ruptura global.

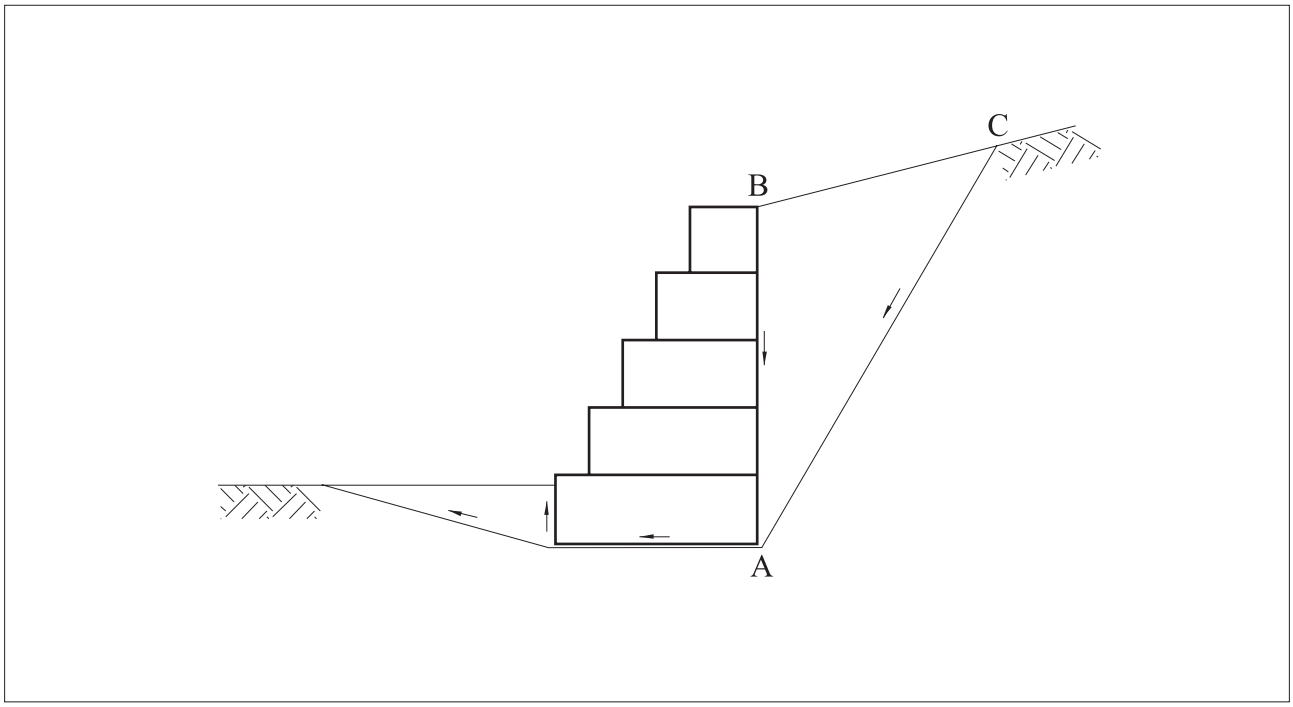


Figura 3.6.9 - Cunhas formadas na análise de deslizamento

Esta superioridade não significa, porém, uma maior segurança, mas é apenas resultado da forma de cálculo. Assim, os valores mínimos exigidos para uma análise contra a ruptura global devem também ser menores que os exigidos contra o deslizamento ao longo da base.

Quanto aos métodos que empregam superfícies cilíndricas, sua forma de determinação do coeficiente de segurança é equivalente à do método das cunhas, já que também consideram a mobilização parcial da resistência ao longo de toda a superfície de ruptura. Estão, assim, sujeitos à mesma observação feita acima.

A grande vantagem dos métodos que subdividem o material potencialmente instável em lamelas é a possibilidade de se considerar um grande número de diferentes situações tais como camadas de solos diferentes, pressões neutras, lençol freático, sobrecargas, etc. Além disso, a consideração de superfície de ruptura cilíndrica é mais realista por se aproximar melhor das rupturas observadas. Por isso são largamente empregadas na análise da estabilidade, tanto de taludes quanto de muros de arrimo. Entre esses métodos, o mais utilizado é o método de Bishop simplificado, descrito a seguir (figura 3.6.10).

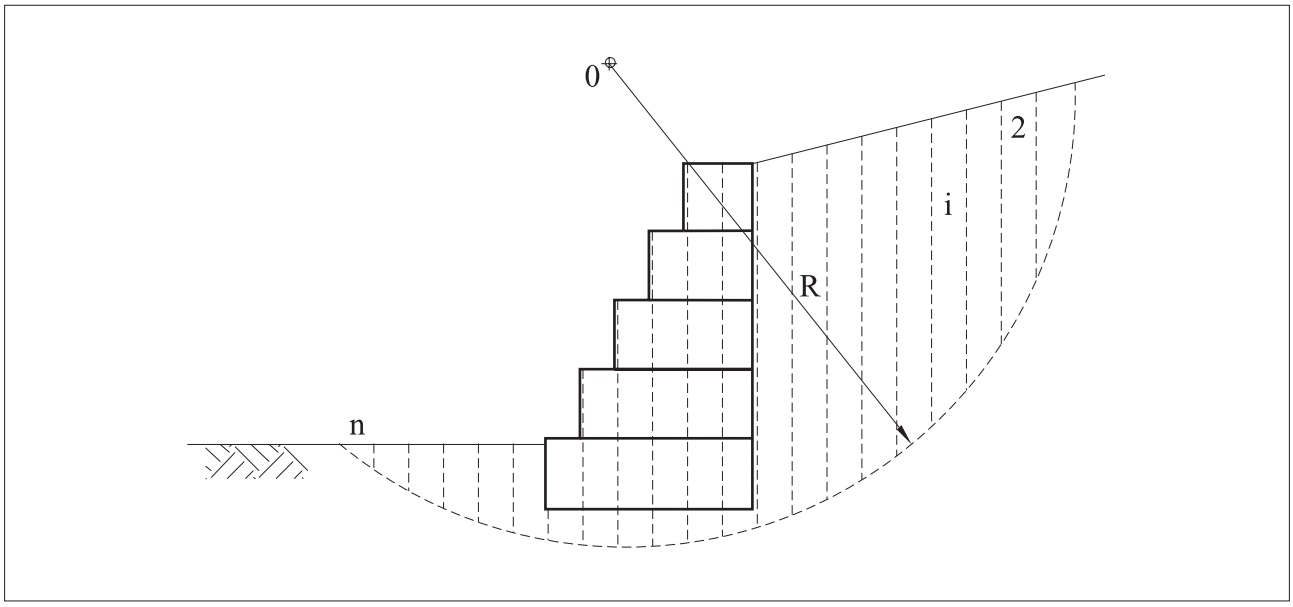


Figura 3.6.10 - Método de Bishop (superfície de ruptura cilíndrica)

Primeiramente é admitida uma superfície de ruptura cilíndrica arbitrária, e o material delimitado por esta superfície é dividido em lamelas (figura 3.6.10). As forças que agem sobre cada uma dessas lamelas estão mostradas na figura 3.6.11. São elas o peso próprio da lamela, as forças normal "N" e tangencial "T" que agem na superfície de ruptura e as forças horizontais "H_1" e "H_2" e verticais "V_1" e "V_2" que agem nas faces laterais da lamela.

Fazendo-se o equilíbrio de forças na direção vertical obtém-se:

$$N.\cos\alpha = P - T\,.\,\text{sen}\,\alpha - (V_1 - V_2) \qquad (88)$$

A força tangencial "T" é dada por:

$$T = \frac{s\,.\,b_0}{F} = \frac{s\,.\,b}{F.\cos\alpha} \qquad (89)$$

onde "F" é o coeficiente de segurança (admitido igual para todas as lamelas) contra a ruptura, e "s" é a resistência ao cisalhamento na lamela, dada por:

$$s = c + \sigma\,.\,\tan\phi = c + \frac{N.\cos\alpha}{b}\,.\,\tan\phi \qquad (90)$$

Pode-se admitir que "$V_1 - V_2 = 0$" com pequena perda de precisão no resultado. Assim:

$$N = \frac{P}{\cos\alpha} - \frac{s.b}{F\,.\,\cos\alpha}\,.\,\tan\alpha \qquad (91)$$

Assim, a resistência "s" fica:

$$s = c + \left(\frac{P}{b} - \frac{s}{F}\,.\,\tan\alpha\right).\,\tan\alpha \qquad (92)$$

ou

$$s = \frac{c + \frac{P}{b}\,.\,\tan\phi}{1 + \frac{\tan\alpha\,.\,\tan\phi}{F}} \qquad (93)$$

Fazendo-se o equilíbrio global de momentos em relação ao centro do arco de ruptura e lembrando que a somatória dos momentos das forças laterais entre as lamelas é nula, obtém-se:

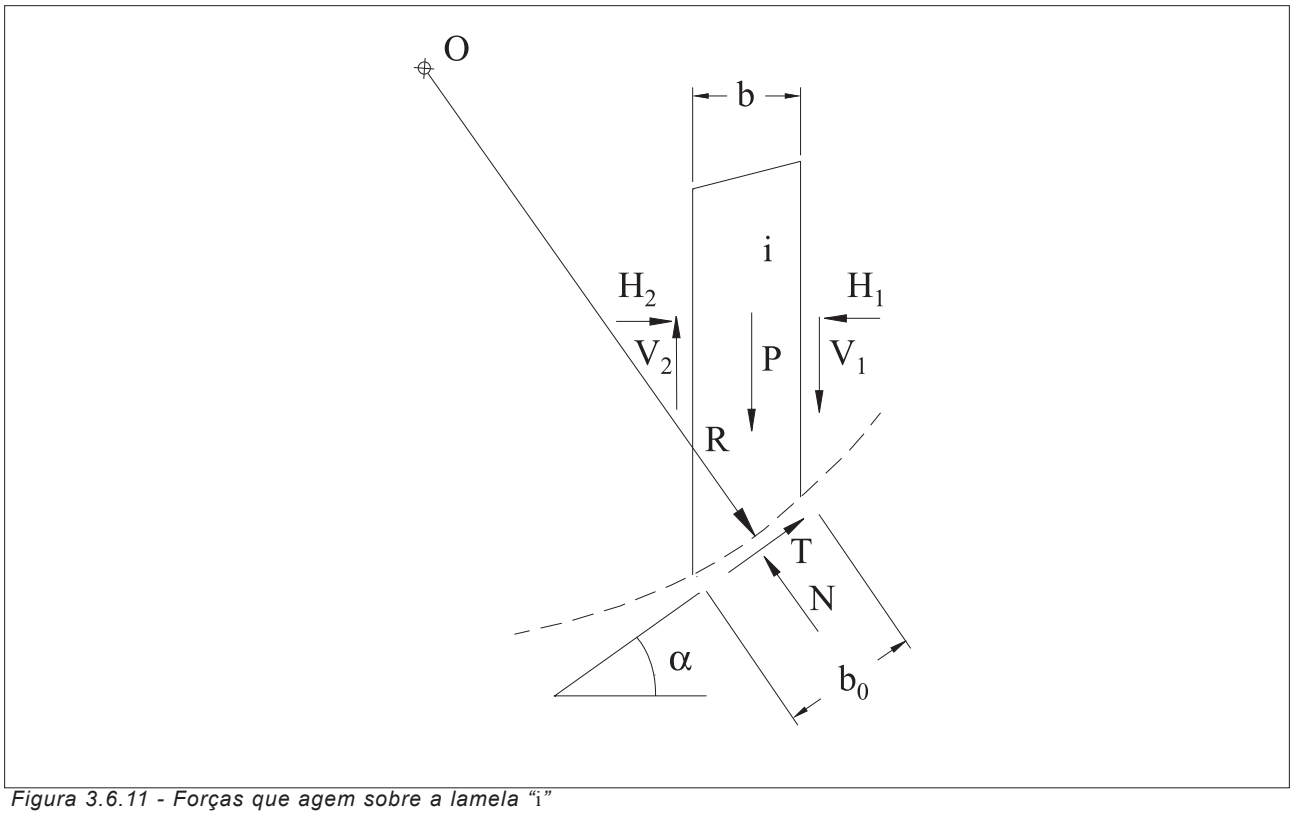


Figura 3.6.11 - Forças que agem sobre a lamela "i"

$$\sum_{i=1}^{n} (RT_i) = \sum_{i=1}^{n} (R.T_i .\text{sen}\ \alpha_i) \qquad (94)$$

ou

$$R . \sum_{i=1}^{n} \frac{s . b}{F.\cos \alpha} = R . \sum_{i=1}^{n} (P .\text{sen}\ \alpha) \qquad (95)$$

então:

$$F = \frac{\Sigma\ (s .b / \cos \alpha)}{\Sigma\ (P . \text{sen}\ \alpha)} \qquad (96)$$

obtendo-se finalmente:

$$F = \frac{\Sigma \dfrac{(s .b + P.\tan \phi)}{\cos \alpha + \dfrac{\tan \phi.\text{sen}\ \alpha}{F}}}{\Sigma\ (P . \text{sen}\ \alpha)} \qquad (97)$$

Como o coeficiente de segurança "F" aparece nos dois lados da expressão, sua determinação é iterativa.

Devem-se pesquisar várias superfícies de ruptura até se encontrar a mais crítica (menor valor de "F"). Como para a identificação de uma superfície de ruptura são necessários três parâmetros (posição horizontal e vertical do centro "O", além do valor do raio "R"), esta pesquisa é bastante trabalhosa e existem vários algoritmos de pesquisa que podem ser empregados. Um dos mais eficientes deles utiliza uma versão modificada do método Simplex, que é normalmente empregado em pesquisa operacional [21].

O programa GawacWin® faz este tipo de análise pelo método de Bishop e emprega o algoritmo Simplex para determinar a superfície de ruptura mais crítica.

3.6.8 Verificação da estabilidade contra a ruptura interna

Além das verificações anteriores, deve também ser verificada a possibilidade de ruptura interna da estrutura de arrimo. Esta pode vir a sofrer esforços internos excessivos provocados pelo carregamento externo do empuxo e sobrecargas aplicadas diretamente sobre ela. Assim, esta verificação é feita de forma específica para cada tipo de estrutura de arrimo.

No caso de muros de gabiões, deve-se verificar a segurança contra o deslizamento dos blocos de gabiões superiores sobre os inferiores. Dessa forma, esta análise é similar àquela executada no item 3.6.4. Para cada nível de blocos de gabiões executa-se a análise de deslizamento considerando-se para o cálculo do empuxo a altura total da estrutura a partir do topo até aquele nível e considerando-se o atrito entre os blocos como a resistência ao longo da base [22]. Esta resistência é dada pelo ângulo de atrito "ϕ^*" e pela coesão "c_g" entre os gabiões. Estes valores são dados por:

$$\phi^* = 25.\gamma_g - 10^o \quad (98)$$

e

$$c_g = 0{,}30.p_u - 0{,}50 \ [tf/m^2] \quad (99)$$

onde "γ_g" é o peso específico dos gabiões em "tf/m^3" e "p_u" é o peso da rede metálica em "kgf/m^3".

É necessária também a verificação quanto à tensão normal máxima entre os blocos. Esta análise, por sua vez é similar àquela desenvolvida no item 3.6.6. Para o cálculo de "$\sigma_{máx}$" admite-se que a força normal "N" distribui-se uniformemente em torno do seu ponto de aplicação até uma distância "d" para cada lado deste ponto ("d" é a distância entre o ponto de aplicação de "N" e a borda da camada de gabiões). Assim:

$$\sigma_{máx} = \frac{N}{2.d} \quad (100)$$

A tensão normal máxima admissível entre os gabiões é:

$$\sigma_{adm} = 0{,}30.\gamma_g - 30 \ [tf/m^2] \quad (101)$$

3.7 Esquema de cálculo

3.7.1 Determinação do empuxo ativo

3.7.1.1 Determinação da superfície de aplicação do empuxo ativo

Para a determinação da superfície de aplicação do empuxo ativo, há dois casos a se considerar. No primeiro destes casos, a geometria dos gabiões é tal que a face em contato com o maciço arrimado é plana, como se vê na figura 3.7.1 (a). Neste caso, o plano de aplicação do empuxo ativo é claramente definido por esta face.

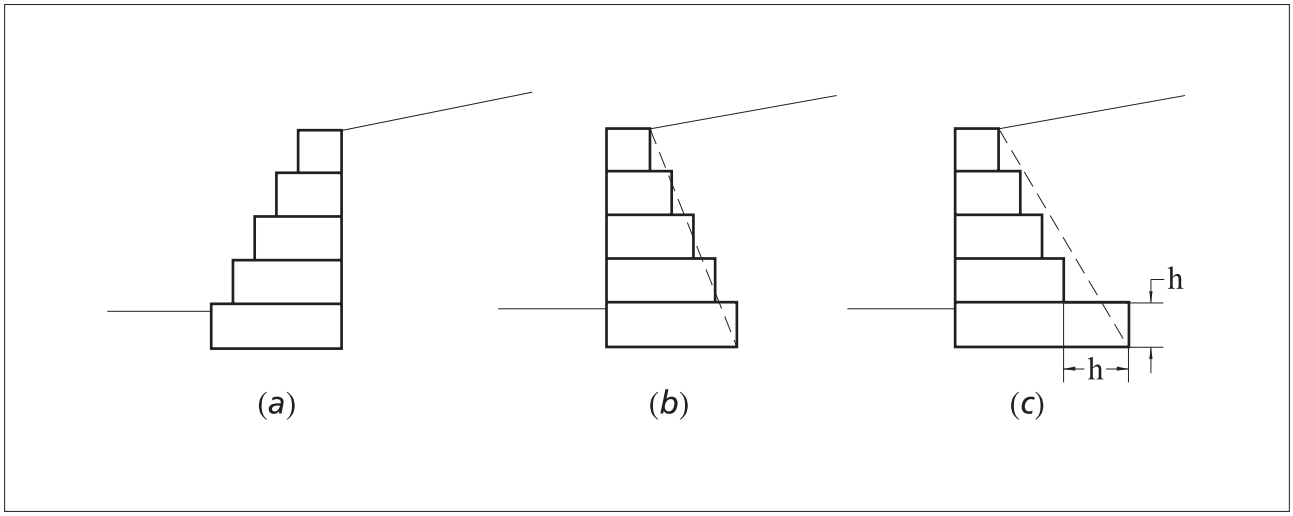


Figura 3.7.1 - Plano de aplicação do empuxo ativo

No outro caso, mostrado na figura 3.7.1 (b), os gabiões estão dispostos de maneira a formar degraus na face em contato com o maciço. Neste caso é necessário se estabelecer um plano de aplicação do empuxo fictício como o mostrado na mesma figura. Caso a camada de gabiões da base se estenda para dentro do maciço, como o mostrado na figura 3.7.1 (c), deve-se adotar como extremidade inferior da superfície de aplicação do empuxo um ponto situado na face inferior da base de gabiões distante de “h” da projeção da camada de gabiões imediatamente acima. A parcela da base situada além deste ponto será considerada como uma “ancoragem” do muro no maciço.

3.7.1.2 Escolha dos parâmetros do solo

Para a determinação do empuxo ativo que age sobre a estrutura de arrimo, é necessário que os parâmetros do solo arrimado sejam corretamente selecionados. Estes parâmetros são o seu peso específico "γ", o seu ângulo de atrito interno "ϕ" e sua coesão "c".

O peso específico pode ser determinado a partir de ensaios "in situ", tais como o funil de areia. Pode-se também estimar o valor do peso específico do material a partir de valores como os da tabela 3.7.1.

Tipo de solo	Peso específico [tf/m³]
Areia uniforme, fofa	1,7
Areia uniforme, compacta	2,0
Areia siltosa, fofa	1,8
Areia siltosa, compacta	1,9
Silte	1,7 - 1,9
Silte argiloso	1,6 - 1,8
Argila inorgânica	1,5 - 1,7
Argila orgânica	1,3 - 1,6

Tabela 3.7.1 - Valores típicos do peso específico de solos

O valor do ângulo de atrito interno do solo deve ser determinado a partir de ensaios de resistência ao cisalhamento tais como o cisalhamento direto ou a compressão triaxial. Preferencialmente a análise deve ser feita com base nas tensões normais efetivas que agem no maciço. Assim devem ser efetuados ensaios que permitam a determinação da envoltória de resistência efetiva do solo.

Existem também valores tabulados para o ângulo de atrito interno de vários tipos de solo, como o mostrado na tabela 3.7.2. Esta tabela pode fornecer uma estimativa inicial do valor do ângulo de atrito interno do solo.

Tipo de solo	Ângulo de atrito [graus]
Areia angular, fofa	32 - 36
Areia angular, compacta	35 - 45
Areia sub-angular, fofa	30 - 34
Areia sub-angular, compacta	34 - 40
Areia arredondada, fofa	28 - 32
Areia arredondada, compacta	32 - 38
Areia siltosa, fofa	25 - 35
Areia siltosa, compacta	30 - 36
Silte	25 - 35

Tabela 3.7.2 - Valores típicos do ângulo de atrito interno de solos não coesivos

Quanto à coesão do solo, geralmente ela é tomada como nula "$c = 0$". Isto porque o maciço arrimado é um reaterro e neste caso o valor da coesão efetiva é muito pequeno, mesmo para solos argilosos.

De qualquer modo, convém evitar a utilização de materiais com um alto teor de argila no terrapleno. Estes solos apresentam vários problemas. Em primeiro lugar dificultam a drenagem, pois têm baixa permeabilidade. Além disso, são muitas vezes expansivos quando há aumento na umidade, o que provoca um aumento no empuxo.

Além desses parâmetros é necessário também se estabelecer o valor do ângulo de atrito "δ" entre o solo e a estrutura, ao longo da superfície de aplicação do empuxo ativo. Pode-se tomar este valor como igual ao ângulo de atrito interno do solo "$\delta = \phi$". Isto porque a superfície dos gabiões é bastante rugosa, o que permite um contato firme entre o solo e a estrutura. Caso, porém, seja utilizado um filtro geotêxtil entre a face do muro e o maciço, deve-se reduzir o valor desse ângulo de atrito para "$\delta = 0{,}9$ a $0{,}95\ \phi$".

3.7.1.3 Cálculo pela teoria de Coulomb

O empuxo ativo que age sobre a estrutura pode ser determinado diretamente pelas expressões da teoria de Coulomb mostradas no item 3.4.3, quando:

• O solo é homogêneo;

• A superfície superior do maciço arrimado for plana;

• O solo for não coesivo;

• O lençol freático estiver abaixo da base do muro;

• Não houver sobrecargas irregulares sobre o maciço.

Caso estas condições forem satisfeitas, o empuxo ativo será dado por:

$$E_a = \frac{1}{2} . \gamma . H^2 . K_a \quad (102)$$

onde:

$$K_a = \frac{sen^2 (\alpha + \phi)}{sen^2 \alpha . sen(\alpha - \delta) . \left[1 + \sqrt{\frac{sen (\phi + \delta) . sen (\phi - i)}{sen (\alpha - \delta) . sen (\alpha + i)}} \right]^2} \quad (103)$$

e "H", "α" e "i" estão mostrados na figura 3.7.2.

O valor de "K_a" pode também ser obtido diretamente de ábacos [3], [22].

Caso haja uma sobrecarga uniforme "q" distribuída sobre o maciço, o valor do empuxo ativo ficará:

$$E_a = \frac{1}{2} . \gamma . H^2 . K_a + q . H . K_a . \frac{sen\ \alpha}{sen(\alpha + i)} \quad (104)$$

O ponto de aplicação do empuxo ativo é dado por:

$$K_{E_a} = \frac{\gamma . H^2 + 3 . q . H}{3 . \gamma . H + 6 . q} \quad (105)$$

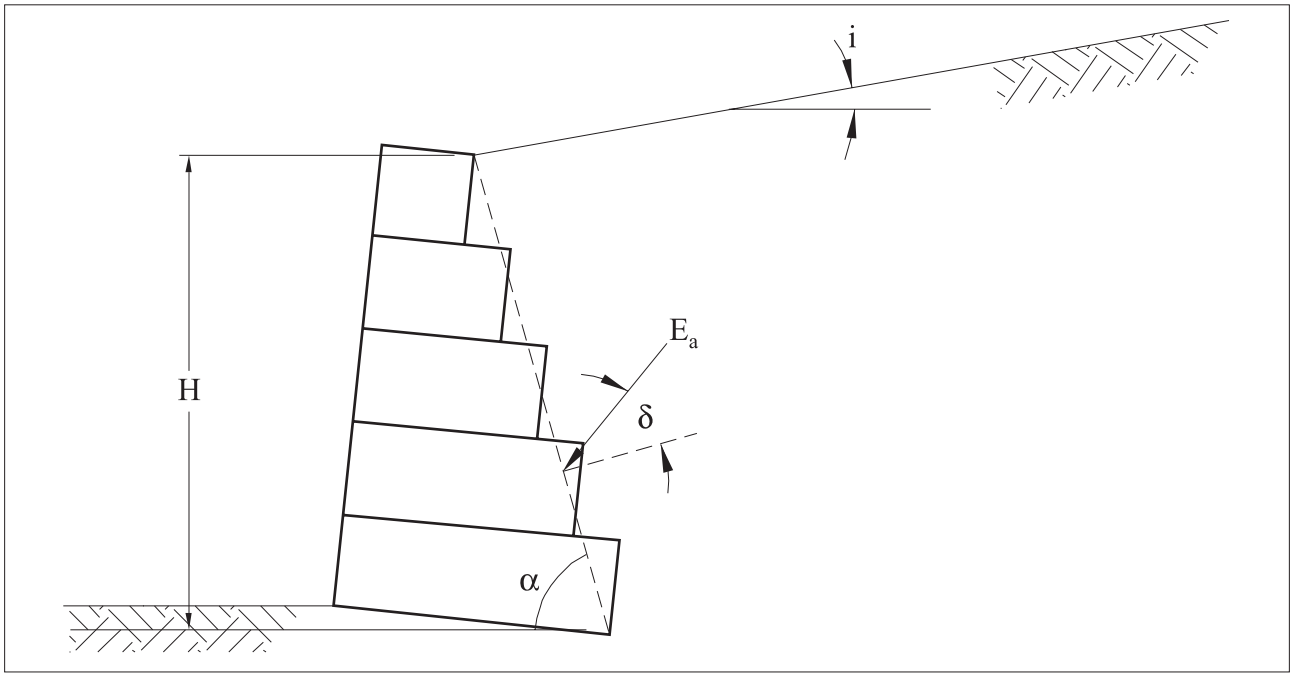


Figura 3.7.2 - Empuxo ativo pela teoria de Coulomb

onde:

$$q = q \cdot \frac{\text{sen}\ \alpha}{\text{sen}\ (\alpha + i)} \tag{106}$$

e "H_{E_a}" está mostrado na figura 3.7.3.

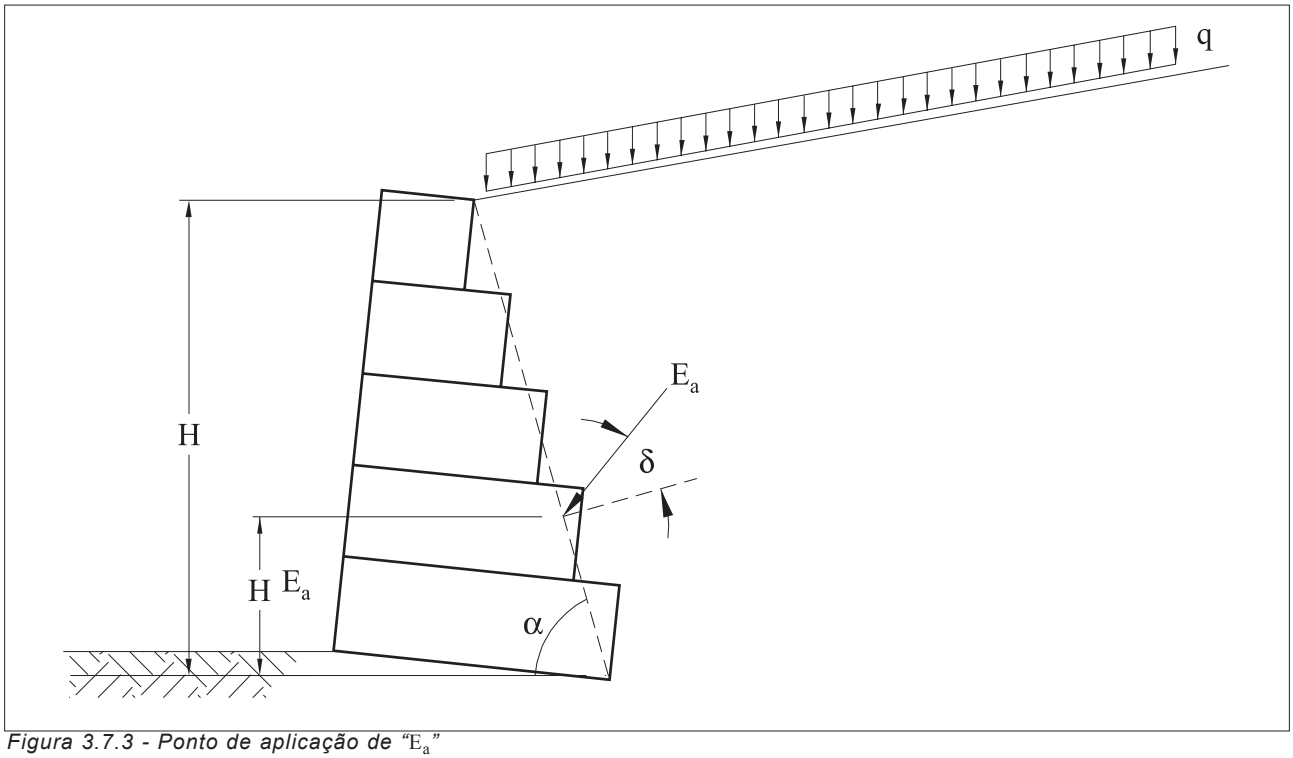


Figura 3.7.3 - Ponto de aplicação de "E_a"

Caso deva ser considerado o efeito sísmico através de um coeficiente de aceleração horizontal "C_h", este efeito sísmico pode ser determinado corrigindo-se os valores dos ângulos "α" e "i" da figura 3.7.2.

$$i' = i + \theta \tag{107}$$

e

$$\alpha' = \alpha + \theta \tag{108}$$

onde:

$$\theta = \arctan C_h \tag{109}$$

O empuxo "E'_a", assim calculado, deve ainda ser multiplicado por "A", dado por:

$$A = \frac{\text{sen}^2\,\alpha'}{\text{sen}^2.\alpha.\cos\theta} \tag{110}$$

O efeito sísmico "E'_{ad}" será dado então por:

$$E_{ad} = A.E'_a - E_{ae} \tag{111}$$

onde "E'_{ae}" é o empuxo ativo estático. A diferença "E'_{ad}"está aplicada a $\frac{2.H}{3}$ da base do muro.

3.7.1.4 Cálculo pelo método do equilíbrio limite

Superfície do maciço irregular: Quando a superfície externa do maciço arrimado não for plana, como o mostrado na figura 3.7.4, é necessário se empregar o método do equilíbrio limite na determinação do empuxo ativo.

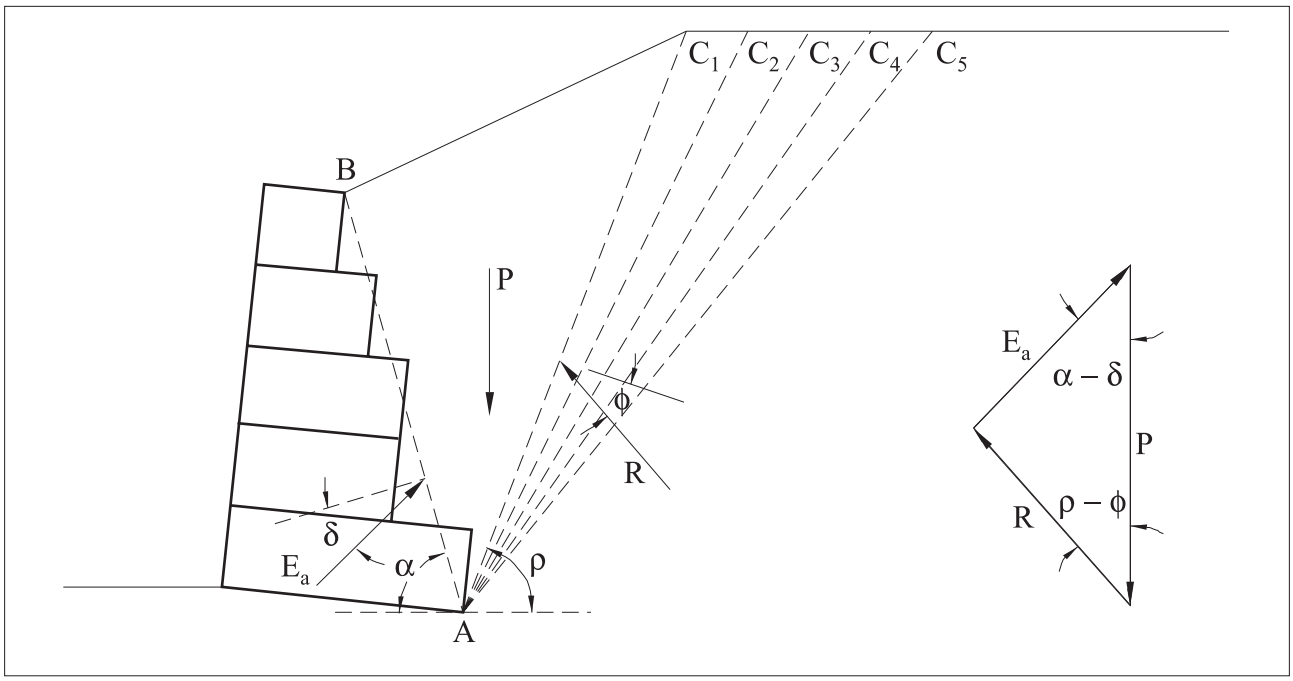


Figura 3.7.4 - Superfície do maciço irregular

Inicialmente traçam-se algumas superfícies de ruptura hipotéticas planas a partir do ponto "A". Cada uma dessas superfícies definirá uma cunha de ruptura. Para cada uma dessas cunhas determina-se o peso "$P = \gamma.a$", onde "a" é a área da cunha. Determina-se também, para cada cunha, a inclinação "ρ" da superfície de ruptura.

O valor do empuxo ativo "E_a" é determinado então para cada uma das cunhas através do equilíbrio das forças que agem sobre ela:

$$E_a = P.\frac{\text{sen}(\rho - \phi)}{\text{sen}(\alpha + \rho - \phi - \delta)} \quad (112)$$

Com estes valores de "E_a" é construído então um gráfico como o da figura 3.7.5, interpolando-se uma curva que liga os pontos obtidos.

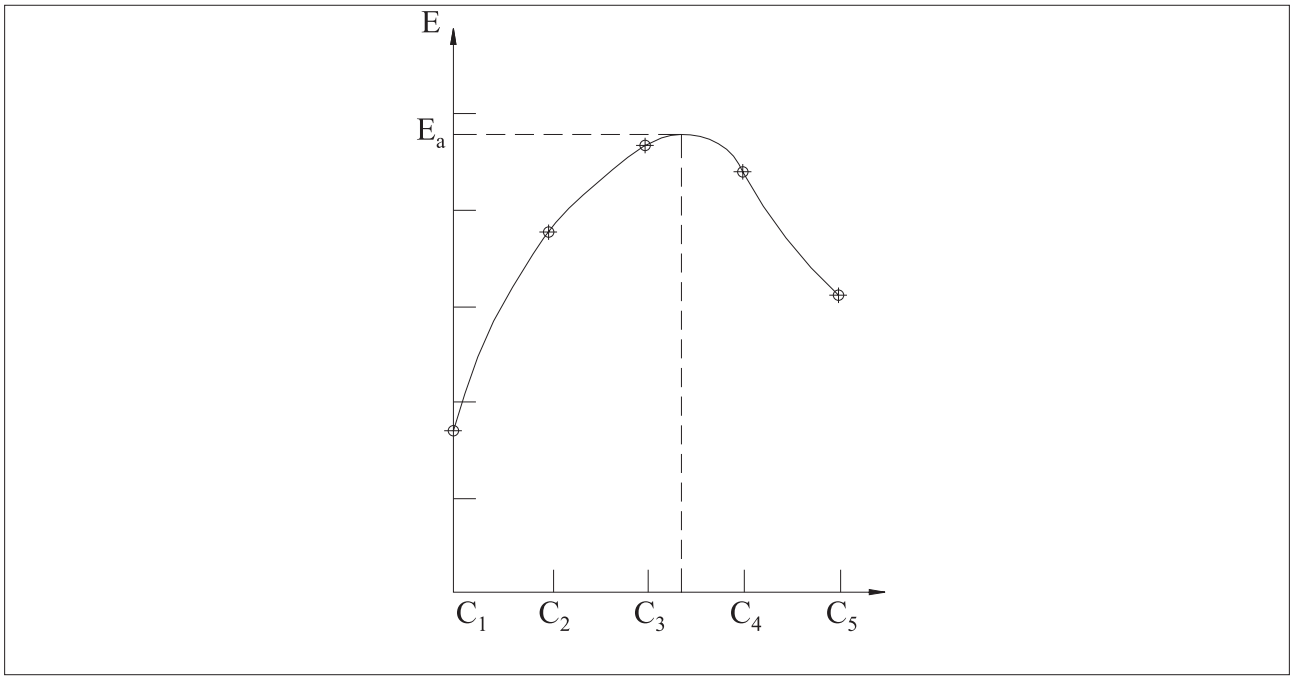


Figura 3.7.5 - Variação do empuxo com a superfície de ruptura

O ponto máximo da curva de variação de "E_a" determina, então, o valor do empuxo ativo que age sobre a estrutura e a posição da superfície de ruptura crítica.

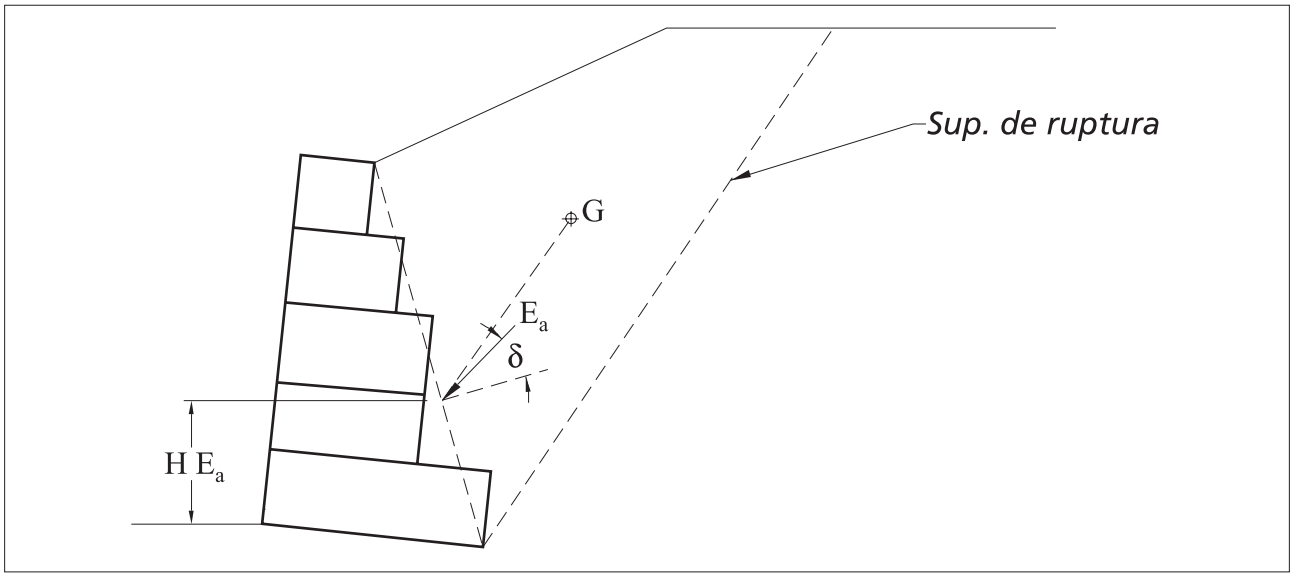


Figura 3.7.6 - Ponto de aplicação de "E_a"

Para a definição do ponto de aplicação do empuxo ativo, determina-se o centro de gravidade "G" da cunha de solo formada pela superfície de ruptura crítica e traça-se uma paralela a ela por este ponto, como mostrado na figura 3.7.6. O ponto de aplicação de "E_a" estará no cruzamento desta paralela com a superfície de aplicação do empuxo.

Sobrecargas distribuídas: Se, além da superfície irregular, houver sobrecargas distribuídas sobre o maciço arrimado, o método do equilíbrio limite é empregado da mesma forma que no item anterior, apenas adicionando-se ao peso próprio de cada uma das cunhas analisadas, o valor total da carga aplicada sobre ela.

Assim, como mostrado na figura 3.7.7, a carga "Q" a ser adicionada ao peso "P" da cunha foi dividida em duas parcelas "Q_1" e "Q_2", cada uma delas resultante da multiplicação da carga distribuída pela área de distribuição respectiva.

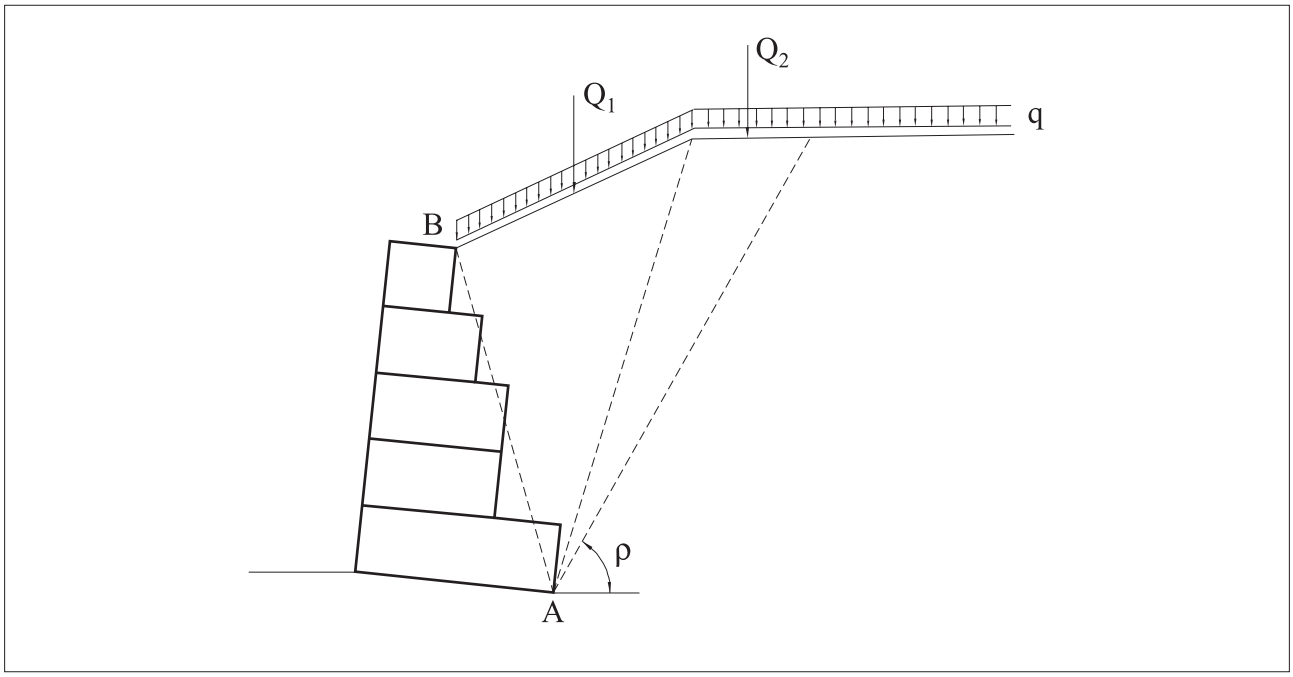


Figura 3.7.7 - Carga distribuída sobre o maciço

O empuxo ativo "E_a" para cada uma das cunhas é determinado por:

$$E_a = (P + Q).\frac{sen(\rho - \phi)}{sen(\alpha + \rho - \phi - \delta)} \quad (113)$$

Para a determinação do ponto de aplicação do empuxo ativo obtido, separam-se os efeitos do peso próprio do solo do efeito da carga:

$$E_{as} = P.\frac{sen(\rho - \phi)}{sen(\alpha + \rho - \phi - \delta)} \quad (114)$$

e

$$E_{aq} = Q.\frac{sen(\rho - \phi)}{sen(\alpha + \rho - \phi - \delta)} \quad (115)$$

calculados para a cunha crítica "$\rho = \rho_{crit}$".

O ponto de aplicação do efeito do peso próprio do solo "E_{as}" é determinado como no item anterior, enquanto o efeito da carga distribuída "E_{aq}" é determinado de maneira análoga através de uma paralela à superfície de ruptura a partir do centro de gravidade do ponto de aplicação da carga "Q" resultante, como mostrado na figura 3.7.8.

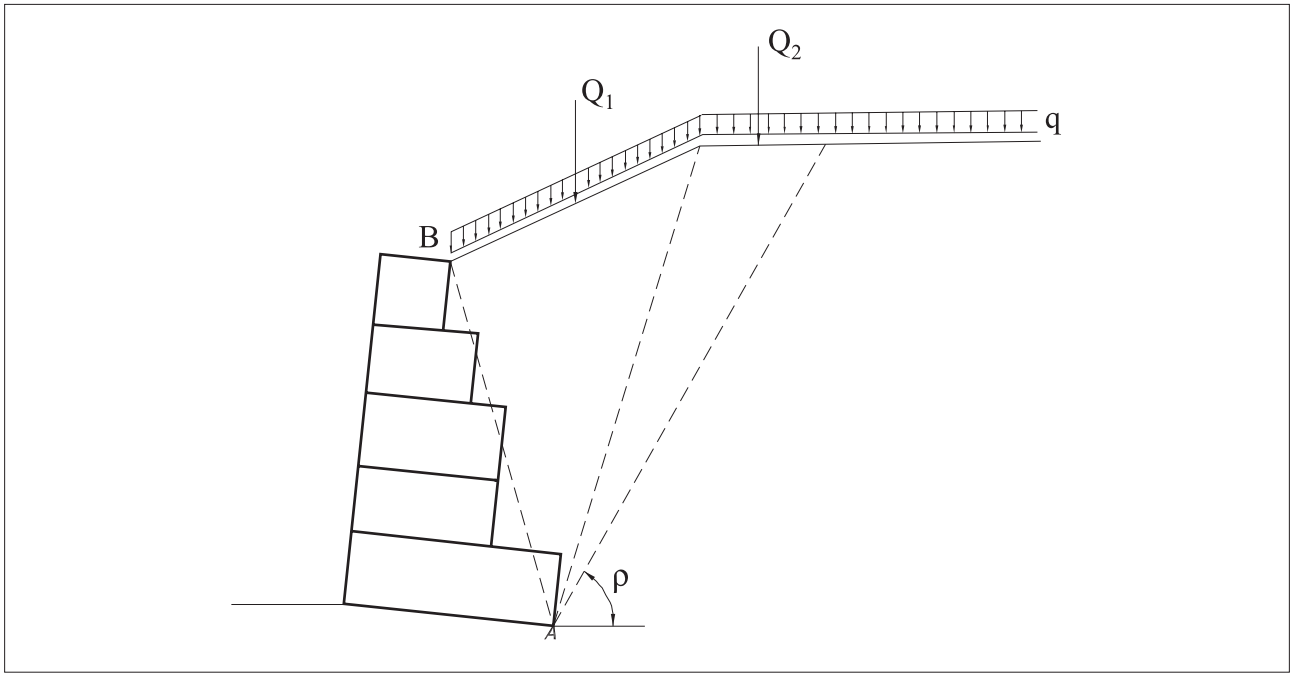


Figura 3.7.8 - Ponto de aplicação de "E_{as}" e de "E_{aq}"

Linha de carga sobre o terrapleno: Outra situação que pode ocorrer é a aplicação de uma linha de carga "Q" paralela à estrutura de arrimo sobre o maciço, como mostrado na figura 3.7.9.

Neste caso, para as cunhas definidas por superfícies de ruptura que terminem em um ponto anterior ao ponto de aplicação de "Q" a carga não deve ser considerada no equilíbrio de forças:

$$E_{as} = P.\frac{\text{sen}(\rho - \phi)}{\text{sen}(\alpha + \rho - \phi - \delta)} \quad (116)$$

Enquanto se deve adicionar o valor da linha de carga "Q" ao valor do peso "P" das cunhas definidas por superfícies de ruptura que tenham sua extremidade superior em um ponto além do ponto de aplicação de "Q":

$$E_a = (P + Q) \cdot \frac{\text{sen}(\rho - \phi)}{\text{sen}(\alpha + \rho - \phi - \delta)} \quad (117)$$

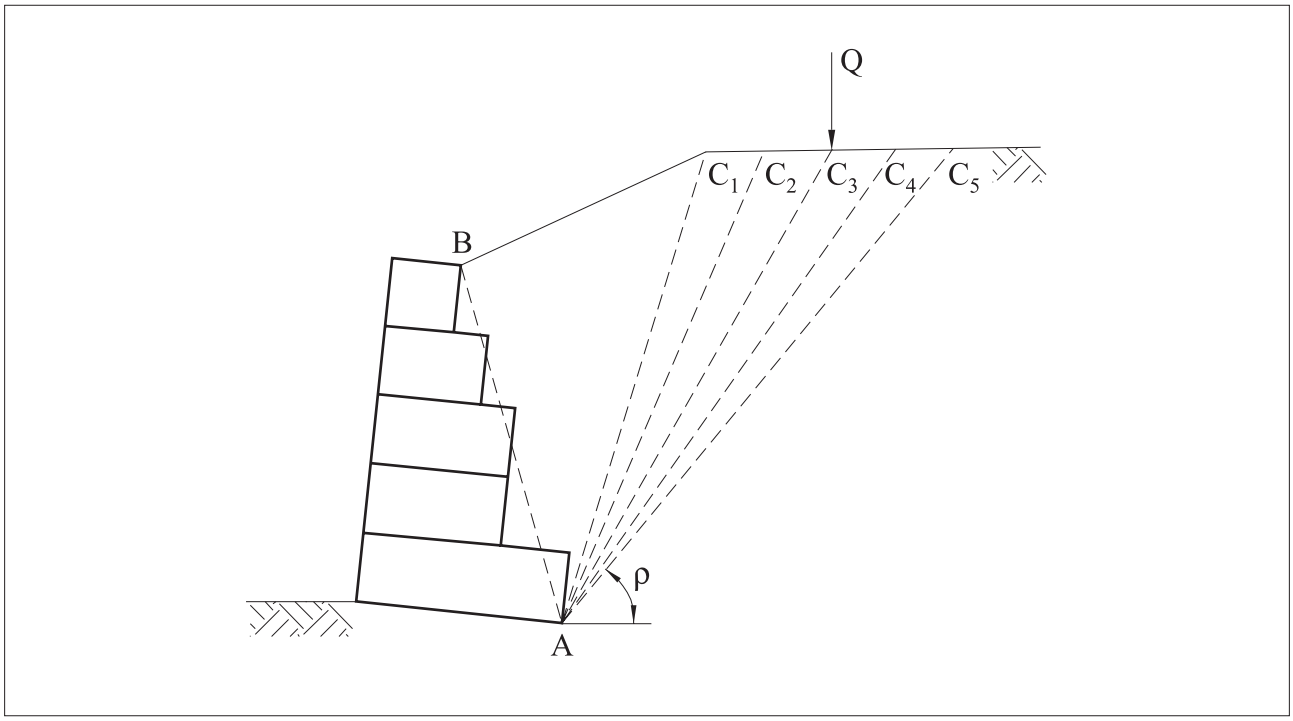


Figura 3.7.9 - Linha de carga sobre o terrapleno

A curva de variação de "E_a" com a posição da superfície de ruptura apresentará então uma descontinuidade no ponto de aplicação de "Q", como mostrado na figura 3.7.10.

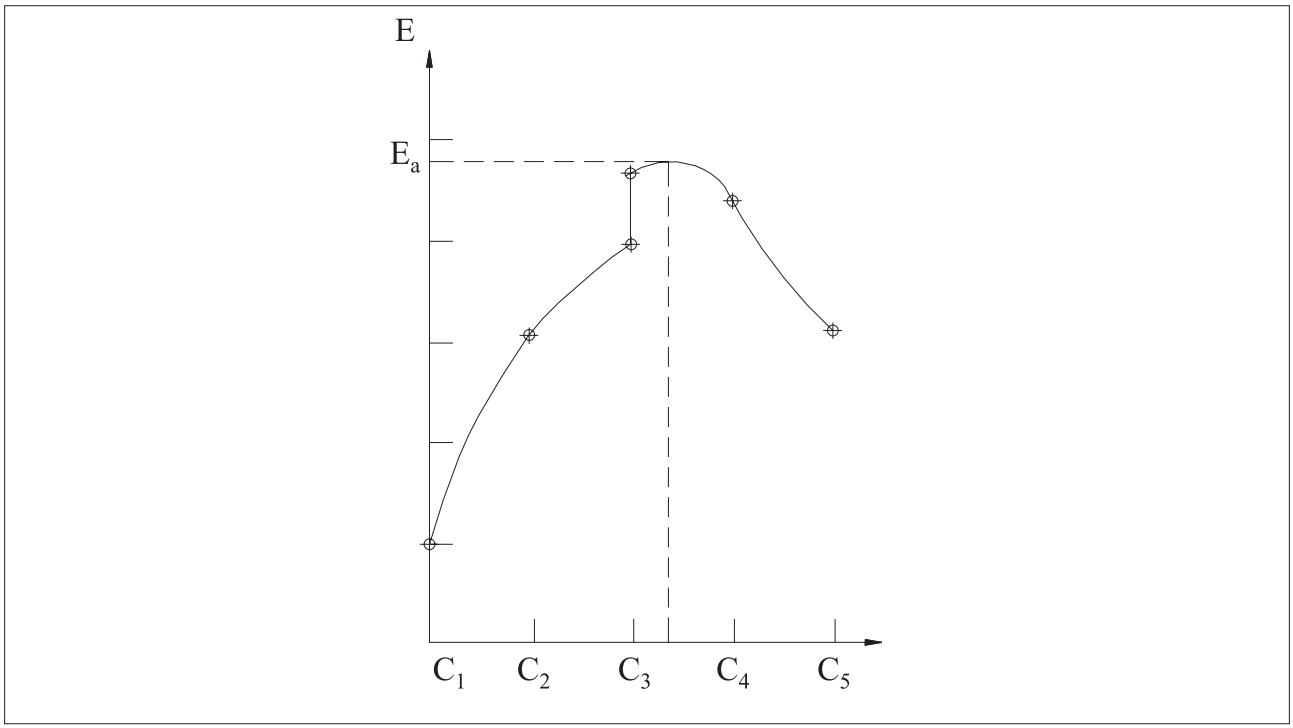


Figura 3.7.10 - Variação de "E_a" com a posição da superfície de ruptura

Caso o máximo da curva de variação de "E_a" ocorra num ponto anterior ao ponto de descontinuidade, a linha de carga não terá qualquer influência no empuxo ativo, caso contrário, os efeitos do peso próprio do solo "E_{as}" e da linha de carga "E_{aQ}" devem ser separados através do equilíbrio da cunha crítica:

$$E_{as} = P \cdot \frac{\text{sen}(\rho - \phi)}{\text{sen}(\alpha + \rho - \phi - \delta)} \quad (118)$$

e

$$E_{aQ} = Q \cdot \frac{\text{sen}(\rho - \phi)}{\text{sen}(\alpha + \rho - \phi - \delta)} \quad (119)$$

calculados para "$\rho = \rho_{crit}$".

O ponto de aplicação de "E_a" é determinado traçando-se uma paralela à superfície de ruptura pelo centro de gravidade "G" da cunha crítica.

Para a determinação do ponto de aplicação de "E_{aQ}" traça-se, a partir do ponto de aplicação de "Q" uma paralela à superfície de ruptura e uma linha com declividade "ϕ" em relação à horizontal. A interseção dessas linhas com a superfície de aplicação do empuxo ativo define os pontos "N" e "M", respectivamente, como mostrado na figura 3.7.11. O ponto de aplicação de "E_{aQ}" está situado a uma distância do ponto "M".

Terrapleno coesivo: Quando for considerada alguma coesão no solo arrimado, é necessário que se considere a ocorrência de fendas de tração preenchidas com água no maciço. A profundidade "z_0" dessas fendas é dada por:

$$z_0 = \frac{2.c}{\gamma} \cdot \frac{1}{\tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)} \quad (120)$$

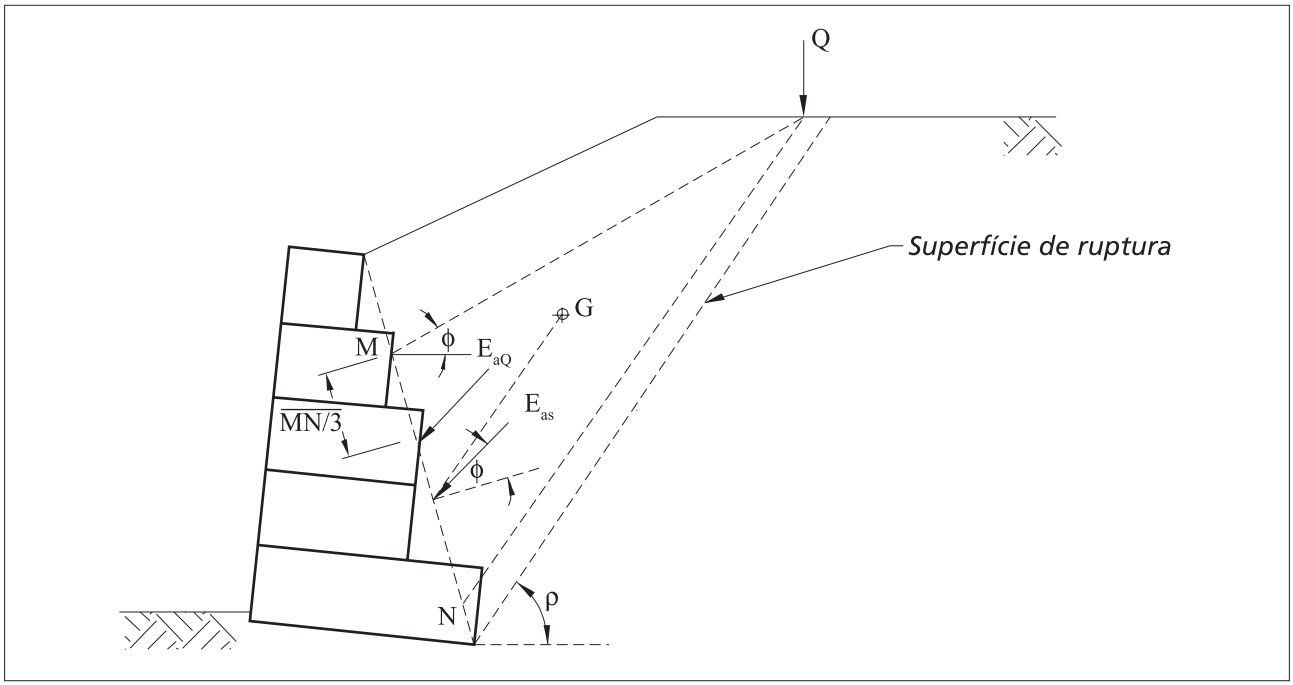


Figura 3.7.11 - Pontos de aplicação de "E_{as}" e de "E_{aQ}"

Caso haja uma sobrecarga uniforme "q" distribuída sobre o maciço, a profundidade "z_0" deve ser diminuída para:

$$z_0 = \frac{2.c}{\gamma} \cdot \frac{1}{\tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)} - \frac{q}{\gamma} \qquad (121)$$

A força aplicada pela água "F_w" contra as paredes da fenda de tração é:

$$F_w = \frac{1}{2} \cdot \gamma_a \cdot z_0^2 \qquad (122)$$

E a força "C" devida à coesão do solo é dada por esta coesão "c" multiplicada pela área da superfície de ruptura, conforme mostrado na figura 3.7.12.

O equilíbrio das forças que agem sobre a cunha de solo possibilita a determinação de "E_a" para cada cunha analisada:

$$E_a = \frac{P.\text{sen}\,(\rho - \phi) + F_w.\cos\,(\rho - \phi) - C.\cos\,\phi}{\text{sen}(\alpha + \rho - \phi - \delta)} \qquad (123)$$

Depois de determinado o valor de "E_a" máximo e a superfície de ruptura crítica, o ponto de aplicação do efeito do solo no empuxo estará situado a uma altura "H/3" da base do muro. O ponto de aplicação dos efeitos de eventuais sobrecargas é determinado como nos itens anteriores.

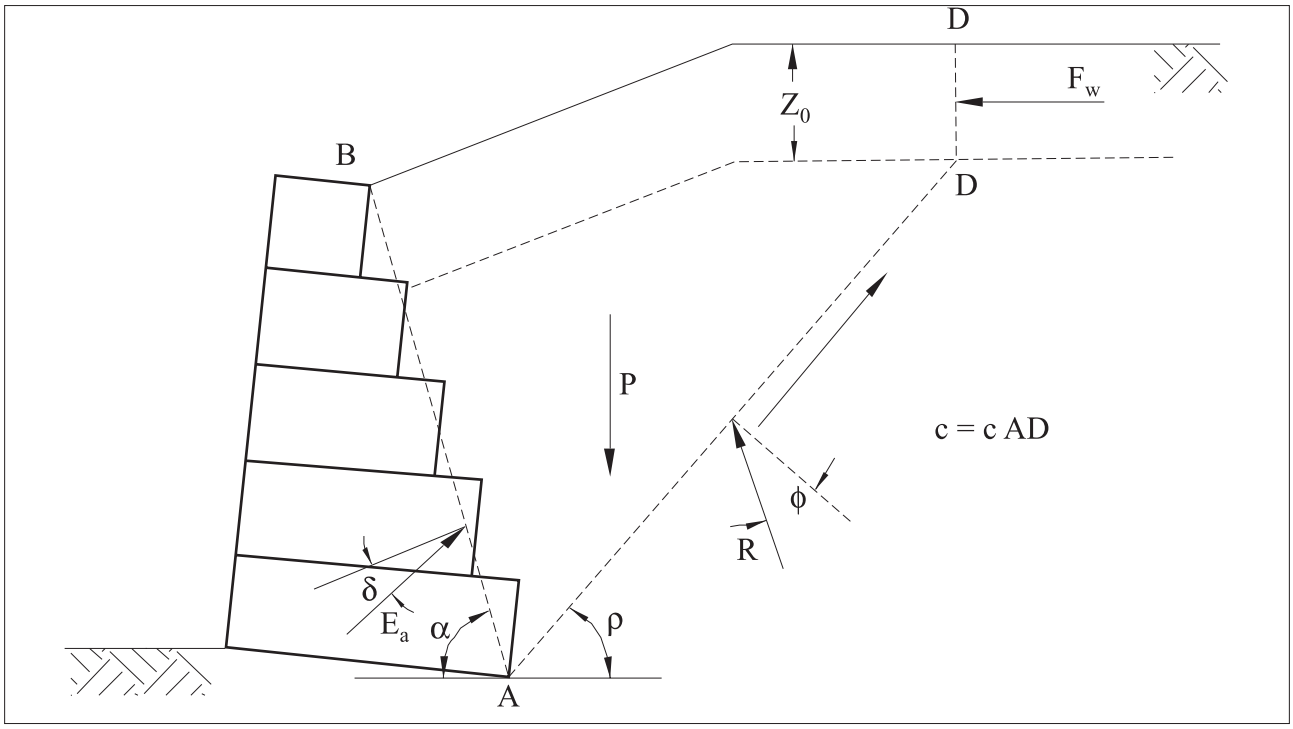


Figura 3.7.12 - Maciço com solo coesivo

Maciço parcialmente submerso: Caso o maciço arrimado esteja parcialmente submerso, mas não houver percolação d'água através dele, basta considerar para o cálculo do peso de cada uma das cunhas de ruptura o peso específico submerso "γ'"do solo situado abaixo do nível d'água.

Dessa forma cada uma das cunhas analisadas é dividida em duas porções. Uma delas situada acima do nível d'água e a outra situada abaixo dele. O peso da primeira porção é determinado utilizando-se o peso específico natural "γ" do solo, e o peso da segunda porção é determinado utilizando-se o peso específico submerso "γ'". Caso não se conheça o valor de "γ'", este pode ser estimado por:

$$\gamma' = \gamma - (1 - n) \cdot \gamma_w \qquad (124)$$

Onde "n" é a porosidade do solo e "γ_w" é o peso específico da água. Pode-se adotar "n = 0,2 a 0,3".

Para se determinar o ponto de aplicação do empuxo ativo, é necessário que se determine a posição do centro de gravidade "G" da cunha crítica levando-se em conta esta diferença no valor dos pesos específicos do solo acima e abaixo do nível d'água.

Maciço com percolação d'água: Quando o maciço arrimado estiver sujeito à percolação d'água é necessário levar em conta o efeito das forças de percolação no empuxo ativo. Para isto é necessário o traçado da rede de fluxo através do maciço, como mostrado na figura 3.7.13.

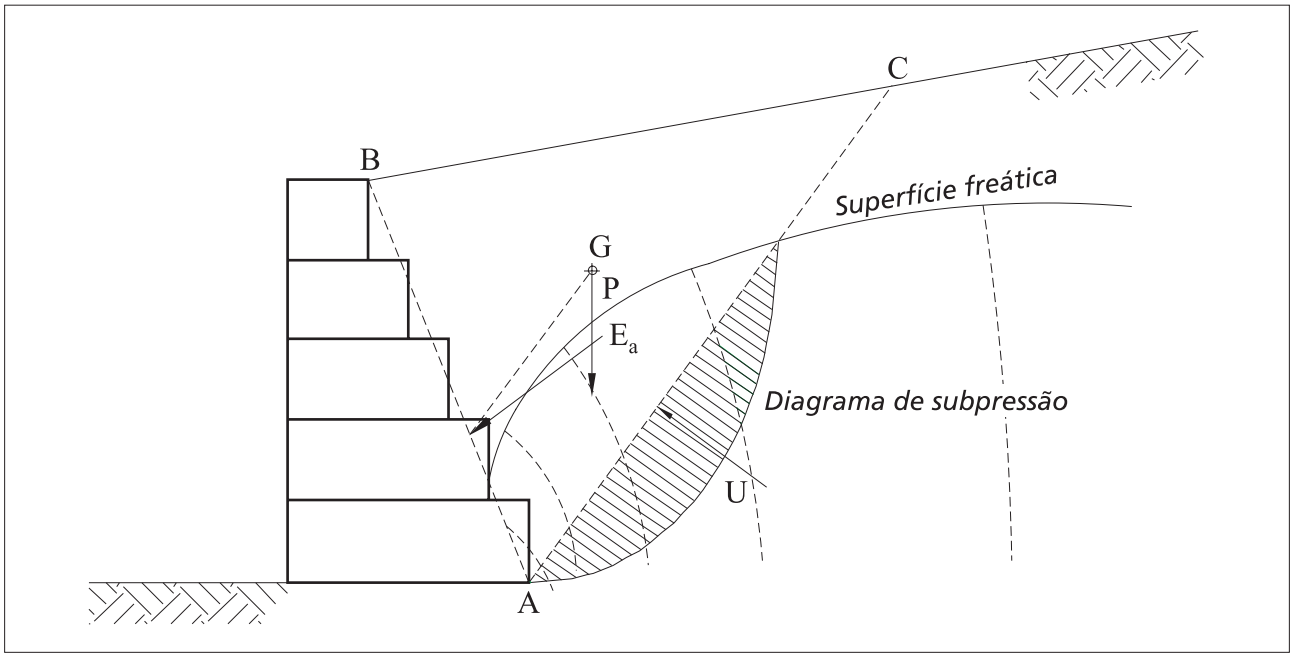


Figura 3.7.13 - Maciço com percolação d'água

Para cada uma das superfícies de ruptura analisadas traça-se o diagrama de subpressões que agem sobre ela e então se determina a força "U" devida à pressão da água ao longo da superfície de ruptura. O valor de "U" é dado pela área do diagrama de subpressão multiplicado por "γ_w".

No cálculo do peso "P" de cada cunha deve-se utilizar o peso específico saturado "γ_{sat}" do solo para a parte da cunha que estiver abaixo da superfície freática. Caso não se disponha do valor de "γ_{sat}", este pode ser estimado por:

$$\gamma_{sat} = \gamma + n \cdot \gamma_w \quad (125)$$

Onde "n" é a porosidade do solo. O valor de "n" pode ser adotado em "n = 0,2".

Há uma alternativa simplificada para a determinação de "P" e de "U". Adota-se um peso específico médio para o solo e calcula-se o valor de "P" como se o solo fosse homogêneo. Adota-se então o valor da força "U" como proporcional ao valor de "P":

$$U = r_u \,.\, P \tag{126}$$

O valor de "r_u" depende da altura da superfície freática no maciço e se situa normalmente entre 0,2 e 0,5.

O valor do empuxo "E_a", para cada uma das superfícies de ruptura analisadas, é dado pelo equilíbrio das forças que agem sobre a cunha e resulta em:

$$E_a = \frac{P.\ \mathrm{sen}(\rho - \phi) + U.\ \mathrm{sen}\ \phi}{\mathrm{sen}(\alpha + \rho - \phi - \delta)} \tag{127}$$

O ponto de aplicação do empuxo ativo "E_a" máximo é determinado por uma paralela à superfície de ruptura crítica passando pelo centro de gravidade "G" da cunha de solo formada por ela como nos itens anteriores.

Efeito sísmico: O efeito sísmico é determinado no método do equilíbrio limite considerando-se no equilíbrio de forças de cada uma das cunhas de ruptura duas forças adicionais: uma força horizontal "$H = C_h.P$" e outra vertical "$V = C_v.P$", onde "C_h" e "C_v" são coeficientes de aceleração horizontal e vertical respectivamente.

Os valores de "C_h" e de "C_v" são dados em função do risco sísmico do local onde o muro é construído e são especificados por normas que variam de acordo com o país. Na maioria dos casos o valor do coeficiente vertical "C_v" é considerado nulo, pois ele tende a diminuir o efeito sísmico.

O equilíbrio de forças de cada uma das cunhas determina o valor de "E_a":

$$E_a = P.\ \frac{(1 - C_v).\mathrm{sen}(\rho - \phi) + C_h.\mathrm{sen}(\rho - \phi)}{\mathrm{sen}(\alpha + \rho - \phi - \delta)} \tag{128}$$

Após a determinação de "E_a" máximo e da posição da superfície de ruptura crítica, dada por "ρ_{crit}", o efeito estático "E_{as}" pode ser separado do empuxo total:

$$E_{as} = P.\frac{(1 - C_v).\ \text{sen}\ (\rho_{crit} - \phi)}{\text{sen}(\alpha + \rho_{crit} - \phi - \delta)} \quad (129)$$

O efeito sísmico "E_{ad}" é determinado então por:

$$E_{ad} = E_a - E_{as} \quad (130)$$

O ponto de aplicação de "E_{as}" é determinado como nos itens anteriores, enquanto o ponto de aplicação de "E_{ad}" está situado a "2H/3" da base do muro.

3.7.2 Determinação do empuxo passivo

3.7.2.1 Solo não coesivo

O empuxo passivo "E_p", disponível à frente do muro de contenção quando a altura do solo "h" à frente do muro é superior à cota de apoio da base, pode ser determinado pela teoria de Rankine.

Para solos não coesivos este empuxo é dado por:

$$E_p = \frac{1}{2}.\gamma.h^2.K_p.\cos i \quad (131)$$

onde:

$$K_p = \frac{\cos i + \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \phi}}{\cos i + \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \phi}} \quad (132)$$

e "i" é a inclinação da superfície do solo à frente do muro, como mostrado na figura 3.7.14.

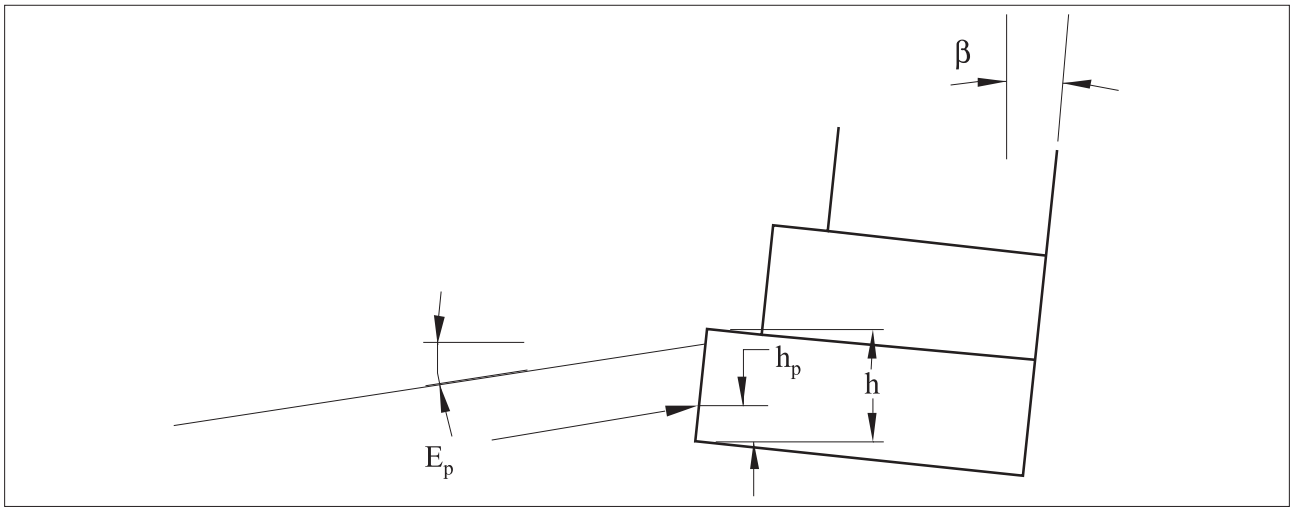


Figura 3.7.14 - Determinação do empuxo passivo

O ponto de aplicação de "E_p" está situado a uma altura "h/3" da base do muro e sua direção é paralela à superfície do solo à frente do muro.

Caso a superfície do solo à frente do muro seja horizontal "i = 0", o valor de "E_p" fica:

$$E_p = \frac{1}{2}.\gamma.h^2.K_p \quad (133)$$

e

$$K_p = \tan_2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) = \frac{1+\text{sen}\,\phi}{1-\text{sen}\,\phi} \quad (134)$$

Se o muro de arrimo estiver parcialmente submerso e o solo à frente do muro estiver abaixo do nível d'água, utiliza-se o valor do peso específico submerso "γ'" no cálculo de "E_p".

3.7.2.2 Solo coesivo

Quando o solo à frente do muro for coesivo e "i = 0", o empuxo passivo pode ser determinado através de:

$$E_p = \frac{1}{2}.\gamma.h^2.K_p + 2.c.h.\sqrt{K_p} \quad (135)$$

e o valor de "K_p" é calculado como no item anterior.

O ponto de aplicação de "E_p" neste caso é dado por:

$$h_p = \frac{\gamma.h^3.K_p / 6 + c.h^2.\sqrt{K_p}}{E_p} \quad (136)$$

a partir da base do muro.

No caso de "$i > 0$", deve-se primeiramente determinar o valor da pressão passiva disponível "p_O" na superfície do solo à frente do muro e a pressão passiva disponível "p_h" à profundidade "h".

A pressão "p_O" é dada por:

$$p_o = \frac{2.c.\cos\phi.\cos i}{1 - \operatorname{sen}\phi} \quad (137)$$

e a pressão "p_h" é dada por:

$$p_h = \frac{o + \sqrt{o^2 - (1 + \tan^2 i).(o^2 - r^2)}}{(1 + \tan^2 i).\cos i} \quad (138)$$

onde:

$$o = \frac{\sigma + c.\operatorname{sen}\phi.\cos\phi + \sqrt{(\sigma + c.\operatorname{sen}\phi.\cos\phi)^2 - \cos^2\phi.(\tau^2 + \sigma^2 - \cos^2\phi)}}{\cos^2\phi} \quad (139)$$

$$r = o.\operatorname{sen}\phi + c.\cos\phi \quad (140)$$

$$\sigma = \gamma.h.\cos^2 i \quad (141)$$

e

$$\tau = \gamma.h.\text{sen } i.\cos i \quad (142)$$

O empuxo passivo "E_p" resulta:

$$E_p = \frac{p_o + p_h}{2}.h \quad (143)$$

e seu ponto de aplicação está situado a

$$h_p = \frac{p_o.h^2/2 + (p_h + p_o).h^2/6}{E_p} \quad (144)$$

da base do muro.

3.7.3 Determinação do peso do muro

É necessária a determinação do peso da estrutura de arrimo para as análises de estabilidade.

O peso "P" do muro de gabiões é obtido multiplicando-se a área "S" mostrada na figura 3.7.15 pelo peso específico "γ_g" do material de enchimento dos gabiões. O valor de "γ_g" é obtido a partir do peso específico do material que compõe as pedras "γ_p" e da porosidade "n" dos gabiões:

$$\gamma_g = \gamma_p.(1-n) \quad (145)$$

e o peso é dado, então, por:

$$P = \gamma_g . S = \gamma_p.(1-n).S \quad (146)$$

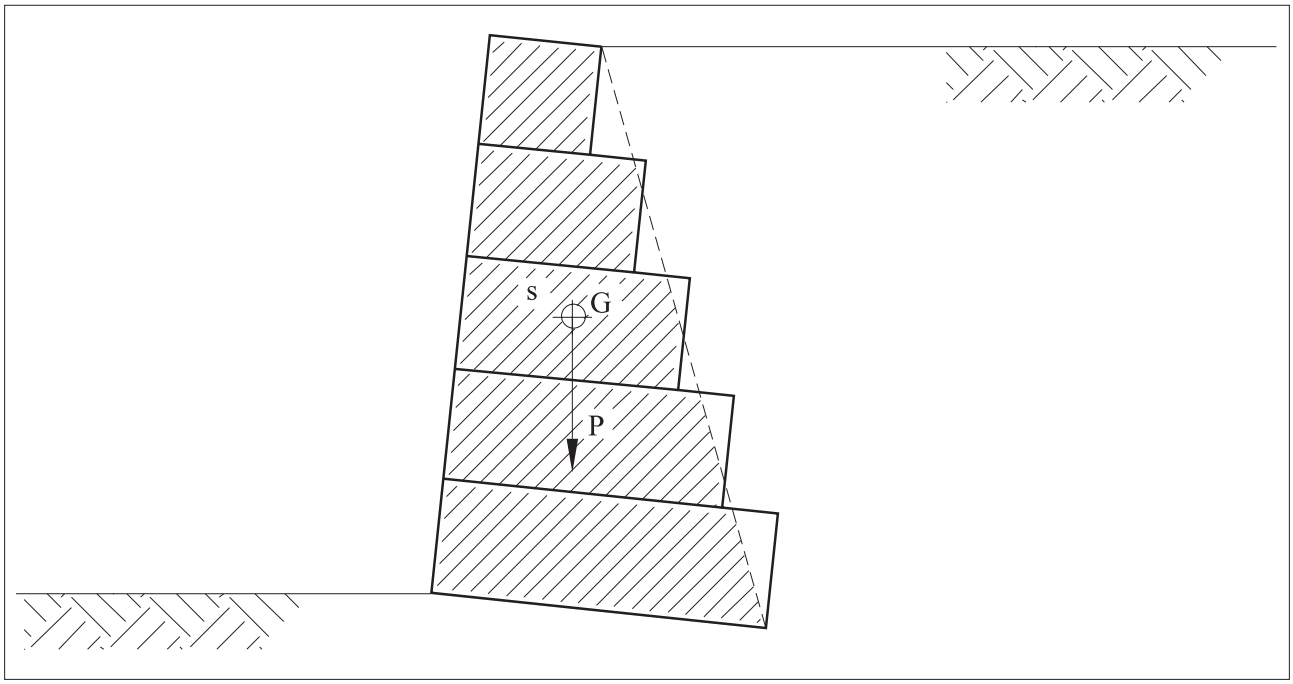


Figura 3.7.15 - Determinação do peso do muro

Valores de "γ_p" para alguns tipos de rocha podem ser encontrados na tabela 3.7.3.

É necessária, também, a determinação da posição do centro de gravidade "G" do muro, que, neste caso, coincide com o centro de gravidade da área "S". Para esta determinação, divide-se "S" em triângulos e determina-se a área "S_i" e as coordenadas do centro de gravidade "G_i" de cada um desses triângulos.

As coordenadas do centro de gravidade de cada triângulo são as médias das coordenadas de cada um de seus três vértices.

Tipo de rocha	Peso específico [tf/m³]
Basalto	2,5 - 3,3
Diorito	2,5 - 3,3
Gabro	2,7 - 3,1
Gnaisse	2,5 - 3,0
Granito	2,6 - 3,3
Calcário	1,7 - 3,1
Mármore	2,5 - 3,3
Quartzito	2,65
Arenito	1,2 - 3,0
Argilito	2,0 - 2,5

Tabela 3.7.3 - Valores de pesos específicos de rochas

As coordenadas de "G" são obtidas a partir das médias ponderadas entre áreas e coordenadas dos centros de gravidade, de cada um dos triângulos.

Caso o muro esteja parcialmente submerso, deve-se utilizar o peso específico submerso dos gabiões "γ'_g" para a parte do muro que estiver abaixo do nível d'água. O valor de "γ'_g" é dado por:

$$\gamma'_g = \gamma_g .- (1-n).\gamma_w = (1-n).(\gamma_p - \gamma_w) \quad (147)$$

Na determinação do centro de gravidade "G" do muro deve-se também levar em conta a diferença de peso específico entre a parte do muro acima e a parte abaixo do nível d'água.

Nos casos em que se deva considerar também um efeito sísmico, além do peso "P" agem sobre o muro duas forças de inércia aplicadas em "G": uma delas horizontal "H" e a outra vertical "V" dadas por:

$$H = C_h . P \quad (148)$$

e

$$V = C_v . P \quad (149)$$

onde "C_h" e "C_v" são os coeficientes de aceleração horizontal e vertical associados ao risco sísmico do local.

3.7.4 Estabilidade contra o escorregamento

3.7.4.1 Forças que agem sobre o muro

As forças que agem sobre o muro de gabiões estão mostradas na figura 3.7.16.

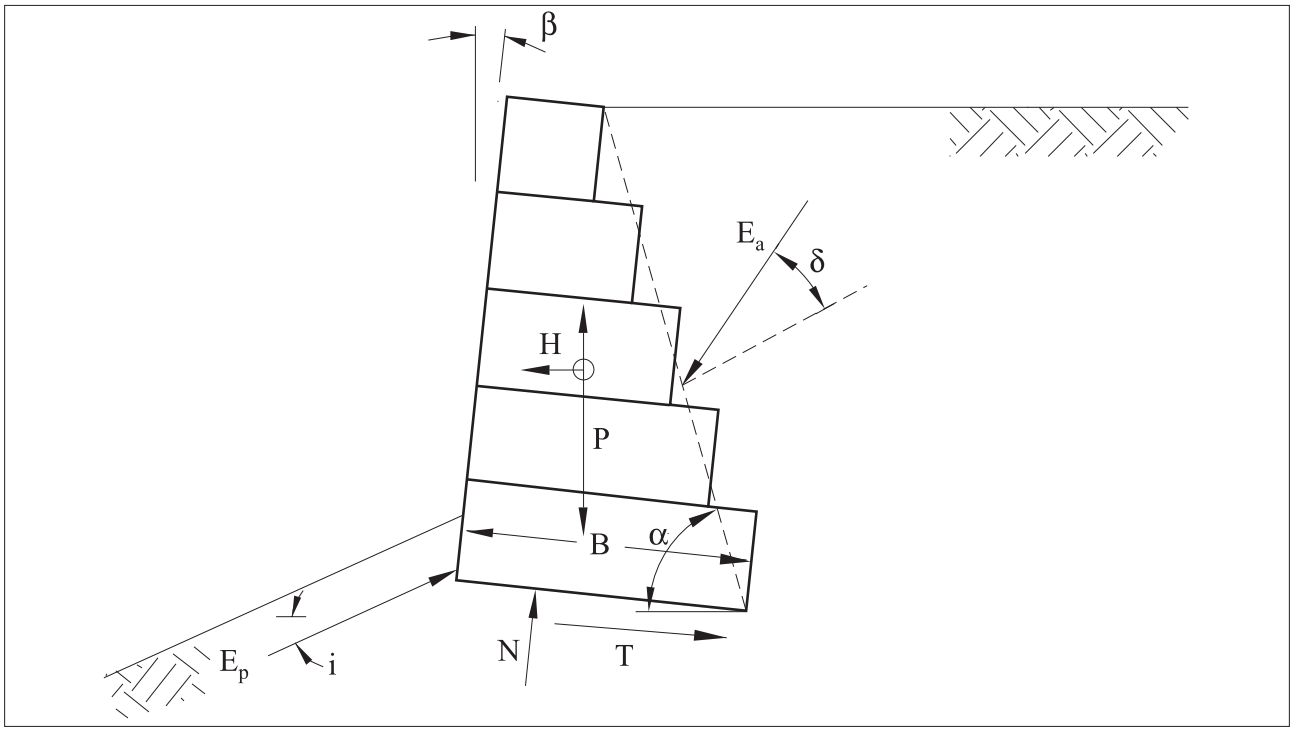


Figura 3.7.16 - Forças que agem sobre o muro

São elas:

- Empuxo ativo "E_a";
- Empuxo passivo "E_p";
- Peso da estrutura "P";
- Força normal "N" agindo na base;
- Força de cisalhamento "T" agindo na base.

Caso deva ser considerado o efeito sísmico, devem-se incluir também as forças "H" e "V" determinadas como no item anterior.

3.7.4.2 Equilíbrio de forças

As forças "N" e "T" são determinadas através do equilíbrio das forças que agem nas direções normal e tangencial à base, respectivamente:

$$N = (P - V).\cos\beta + E_a.\cos(\alpha - \delta - \beta) - E_p.\text{sen}(i + \beta) + H.\text{sen}\,\beta \quad (150)$$

e

$$T = -(P - V).\text{sen}\,\beta + E_a.\text{sen}(\alpha - \delta - \beta) - E_p.\text{sen}(i + \beta) + H.\text{sen}\,\beta \quad (151)$$

3.7.4.3 Atrito disponível na base

A força de atrito disponível "T_d" ao longo da base é dada por:

$$T_d = N.\tan\delta^* + a.B \quad (152)$$

onde "δ^*" é o ângulo de atrito entre o solo da fundação e a base do muro e "a", a adesão.

O valor de "δ^*" pode ser tomado como "$\delta^* = \phi$", a menos que se instale um filtro geotêxtil sob a base da estrutura. Neste caso adota-se "$\delta^* = 0{,}9.\phi$". Quanto ao valor da adesão, recomenda-se adotar "$a = 0{,}5.c$".

O valor de "B" é o comprimento da base do muro. Caso a base do muro se estenda para além da superfície de aplicação do empuxo ativo, determinada como na figura 3.7.1 (b) do item 3.7.1.1, o valor de "B" deve ser limitado pela extremidade inferior da superfície de aplicação do empuxo ativo. Neste caso deve-se adicionar à força disponível "T_d" a força de ancoragem "T_a" proporcionada pela extensão da base. Esta força é determinada por:

$$T_a = L_a.\gamma.H.\tan\delta^* \quad (153)$$

onde "L_a" é o comprimento da ancoragem e "H" é a profundidade da porção da base que atua como ancoragem em relação à superfície do terreno.

O valor de "T_a" é limitado pela força de tração admissível na tela:

$$T_a \leq \frac{2.T_m}{1,2} \quad (154)$$

onde "T_m" é a resistência à tração da malha, dada pela tabela 3.7.4.

3.7.4.4 Coeficiente de segurança

O coeficiente de segurança contra o escorregamento "F_d" é dado por:

$$F_d = \frac{T_d + T_a + E_p \,.\, \cos(i + \beta)}{E_a \,.\, \text{sen}(\alpha - \delta - \beta) + H.\cos\beta - (P - V).\text{sen}\,\beta} \quad (155)$$

Malha	Resistências T_m [tf/m]				
	Diâmetro do fio [mm]				
	2,00	2,20	2,40	2,70	3,00
5 x 7	3,5	4,0	4,5	-	-
6 x 8	3,0	3,5	4,2	4,7	-
8 x 10	-	-	3,4	4,3	5,3
10 x 12	-	-	-	3,5	4,3

Tabela 3.7.4 - Resistência à tração da malha

3.7.5 Estabilidade contra o tombamento

3.7.5.1 Momentos de tombamento

São considerados momentos de tombamento os momentos da componente horizontal do empuxo ativo "$M_{E_{ah}}$" em relação ao fulcro de tombamento e ao momento das forças devido

$$M_{Eah} = E_a \,.\, \cos(\alpha - \delta).y_{E_a} \quad (156)$$

$$M_H = H \,.\, y_{E_a} \quad (157)$$

$$M_V = V \,.\, x_G \quad (158)$$

ao efeito sísmico "M_H" e "M_V" . Estes momentos são dados por:

onde "y_{E_a}" é a coordenada vertical do ponto de aplicação do empuxo ativo "E_a" e "x_G" e "y_G" são as coordenadas do centro de gravidade "G" do muro em relação ao fulcro.

O fulcro de tombamento está situado na extremidade inferior da base à frente do muro.

3.7.5.2 Momentos resistentes

São considerados momentos resistentes os momentos do peso próprio da estrutura "M_P", o momento do empuxo passivo "M_{E_p}" e o momento da componente vertical do empuxo

$$M_P = P \cdot x_G \tag{159}$$

$$M_{E_p} = E_p \cdot (x_{E_p} \cdot \text{sen } i + y_{E_p} \cdot \cos i) \tag{160}$$

$$M_{E_{av}} = E_a \cdot \cos(\alpha - \delta) . x_{E_a} \tag{161}$$

ativo "$M_{E_{av}}$". Estes momentos são dados por:

onde "x_{E_p}" e "y_{E_p}" são as coordenadas do ponto de aplicação de "E_p".

3.7.5.3 Coeficiente de segurança

$$F_t = \frac{M_P + M_{E_p} + M_{E_{av}}}{M_{E_{ah}} + M_H + M_V} \tag{162}$$

O coeficiente de segurança contra o tombamento "F_t" é dado pela relação entre a soma dos momentos resistentes pela soma dos momentos de tombamento:

3.7.6 Pressões aplicadas à fundação

3.7.6.1 Distribuição das pressões

$$d = \frac{M_P + M_{E_p} + M_{E_{av}} - M_{E_{ah}} - M_H - M_V}{N} \quad (163)$$

Para a determinação das pressões aplicadas pelo muro de contenção no solo de fundação,

$$e = \frac{B}{2} - d \quad (164)$$

determina-se primeiramente a distância “d” entre o ponto de aplicação da força normal “N”

$$\sigma_{máx} = \frac{N}{B} \cdot \left(1 + 6 \cdot \frac{|e|}{B}\right) \quad (165)$$

e o fulcro de tombamento:

$$\sigma_{mín} = \frac{N}{B} \cdot \left(1 - 6 \cdot \frac{|e|}{B}\right) \quad (166)$$

Determina-se, então, a excentricidade “e” de “N” em relação à base do muro:

Se $|e| \leq B/6$, a distribuição de pressões segue o diagrama mostrado na figura 3.6.7 (a) do

$$\sigma_{máx} = \frac{2.N}{3.d} \quad (167)$$

item 3.6.6 e as pressões “$\sigma_{máx}$” e “$\sigma_{mín}$” são dadas por:

$$q_{adm} = \frac{q_{lim}}{3} \quad (168)$$

e

$$q_{lim} = c.N_c.d_c + q.N_q.d_q.i_q + \frac{1}{2}.\gamma . B .N_\gamma .d_\gamma .i_\gamma \quad (169)$$

Caso |e| > B/6, a distribuição das pressões segue o diagrama da figura 3.6.7 (b) e "$\sigma_{máx}$" é dado por:

$$q = \gamma . y \quad (170)$$

$$i_q = 1 - \frac{T}{2.N} \quad (171)$$

$$i_\gamma = i_q^2 \quad (172)$$

$$d_c = d_q = 1 + 0{,}35.\frac{y}{B} \quad (173)$$

$$d_\gamma = 1 \quad (174)$$

$$N_c = \frac{N_q - 1}{\tan \phi} \quad (175)$$

$$N_q = e^{\pi . \tan \phi} . \tan \phi \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) \quad (176)$$

$$N_\gamma = 1{,}8. (N_q - 1). \tan \phi \quad (177)$$

3.7.6.2 Carga admissível na fundação

O valor da pressão "σ" não deve ultrapassar a capacidade de carga "q_{adm}" da fundação da estrutura dada por:

onde:

e

Nas expressões acima, "γ", "c" e "ϕ" são o peso específico, a coesão e o ângulo de atrito interno, respectivamente, do solo da fundação; "y" é a altura do solo à frente do muro em relação à cota de apoio e "T" é a força tangencial que age na base.

3.7.7 Verificação das seções intermediárias

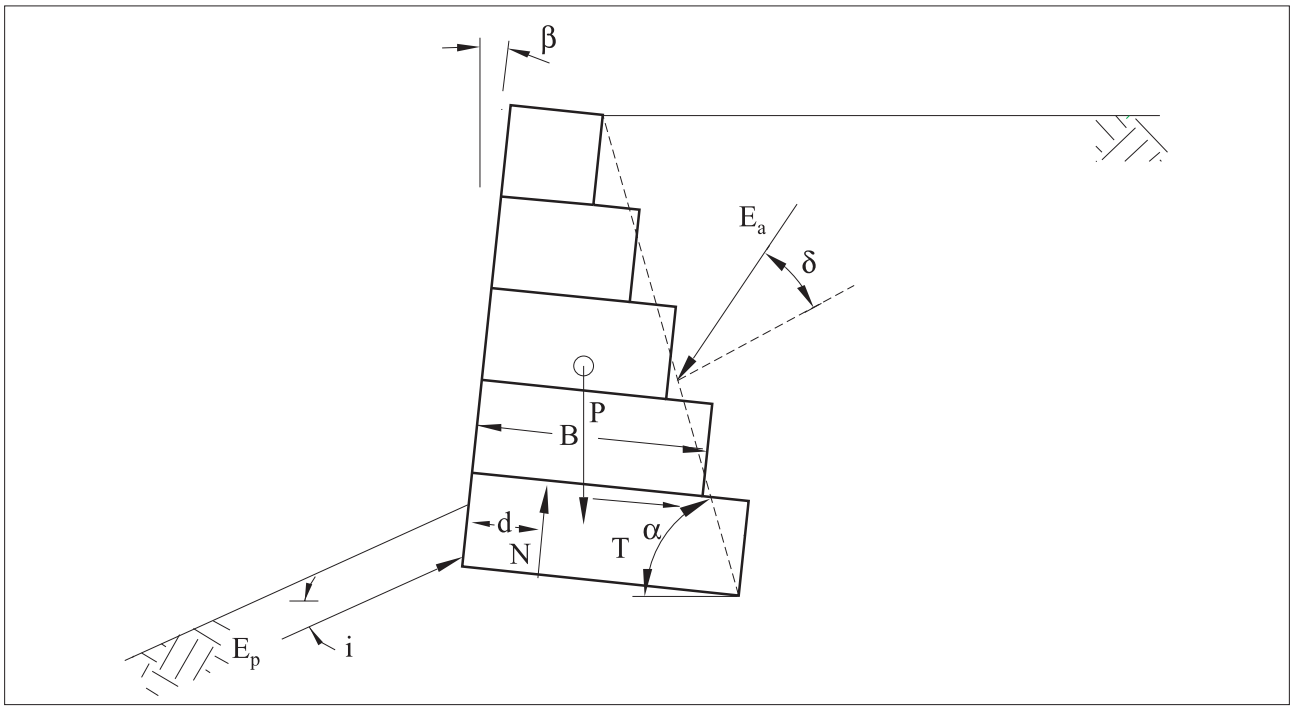


Figura 3.7.17 - Verificação das seções intermediárias

3.7.7.1 Empuxo ativo parcial

Para se verificar as seções intermediárias do muro, entre as camadas de gabiões, calcula-se inicialmente o empuxo ativo que age sobre os gabiões que estão acima de cada uma destas seções. Para este cálculo utilizam-se os mesmos procedimentos já descritos, alterando-se apenas a superfície de aplicação do empuxo, como mostrado na figura

$$T_{adm} = N_c.\tan \phi^* + c_g . B \quad (178)$$

3.7.17.

$$\phi^* = 2{,}5.\ \gamma_g - 10^o; \quad (179)$$

$$c_g = 0{,}3.\ p_u - 0{,}5 \quad [tf/m^2] \quad (180)$$

3.7.7.2 Verificação contra o escorregamento

Após a determinação do empuxo ativo "E_a" que age sobre os gabiões acima da superfície intermediária analisada, determina-se o valor do peso "P" destes gabiões. O cálculo da

Malha	Altura da caixa [m]	Peso [kgf/m³]				
		Diâmetro do fio [mm]				
		2,00	2,20	2,40	2,70	3,00
5 x 7	0,50	11,10	11,05	14,30	-	-
	1,00	7,25	8,20	10,50	-	-
6 x 8	0,50	8,50	10,90	12,30	15,20	-
	1,00	5,55	6,95	8,20	10,30	-
8 x 10	0,50	-	-	11,20	12,60	15,00
	1,00	-	-	7,85	8,70	10,50
10 x 12	0,50	-	-	-	11,00	13,50
	1,00	-	-	-	7,50	9,00

Tabela 3.7.5 - Peso das telas dos gabiões

força normal "N" e da força tangencial "T" que agem nesta superfície é feito através do equilíbrio das forças "E_a", "P", "N" e "T", como no item 3.7.4.

$$\sigma_{máx} = \frac{N}{2.d} \quad (181)$$

A força tangencial máxima admissível "T_{adm}" na seção é dada por:

onde:

e

$$q_{adm} = 50 \cdot \gamma_g - 30 \quad [tf/m^2] \quad (182)$$

Nas expressões acima "γ_g" é o peso específico dos gabiões em tf/m^3 e "p_u" é o peso da rede metálica em kgf/m^3.

Valores de "p_u" podem ser obtidos da tabela 3.7.5.

3.7.7.3 Pressão normal admissível

A pressão normal máxima "$\sigma_{máx}$" que age na seção intermediária é:

onde "d" é a distância do ponto de aplicação de "N" à borda externa da superfície intermediária e é determinado como no item 3.7.6.

A pressão máxima admissível "q_{adm}" é dada por:

3.8 Exemplos Resolvidos

3.8.1 Exemplo Teórico 01

3.8.1.1 Dados do problema

Verificar a estabilidade do muro de contenção em gabiões mostrado na figura 3.8.1, sendo dadas as seguintes características:

• **Gabiões:**

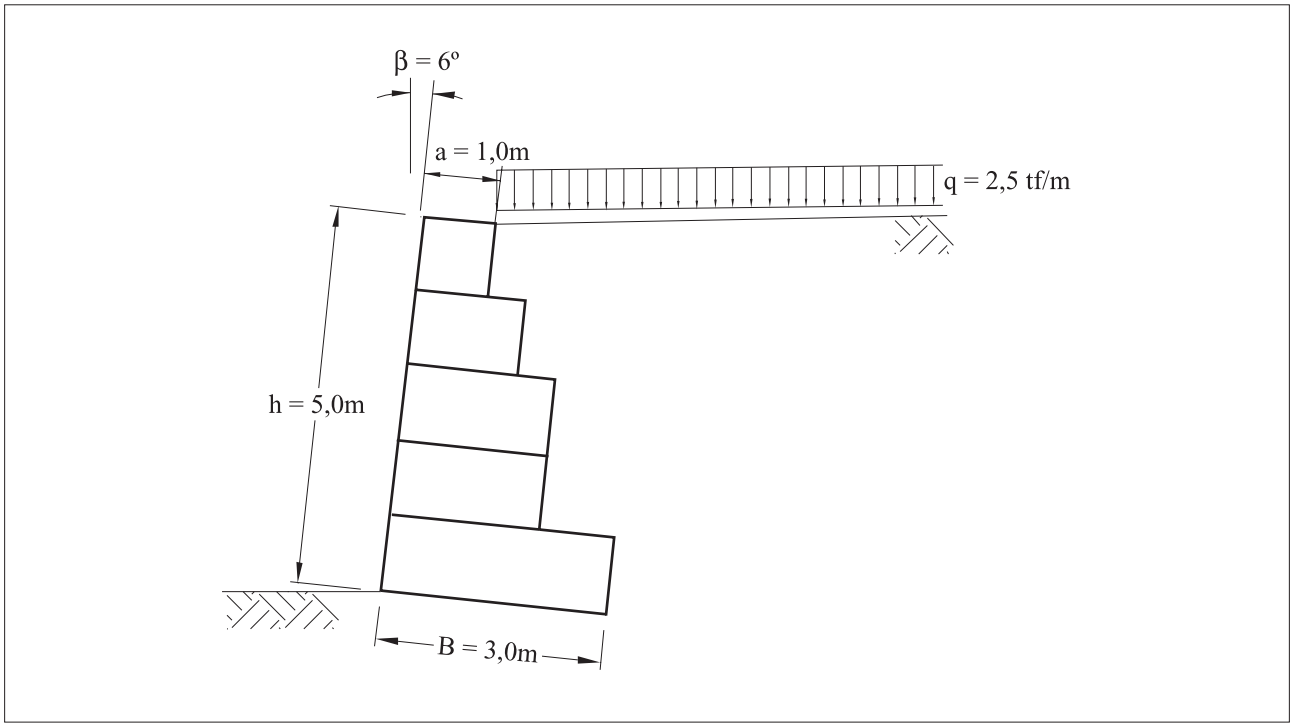


Figura 3.8.1 - Primeiro exemplo

- Peso específico da rocha de enchimento: $\gamma_p = 2{,}43\ tf/m^3$.

- Porosidade: $n = 30\%$.

• **Maciço arrimado:**

- Peso específico do solo: $\gamma = 1{,}8\ tf/m^3$.

- Ângulo de atrito interno: $\phi = 30°$.

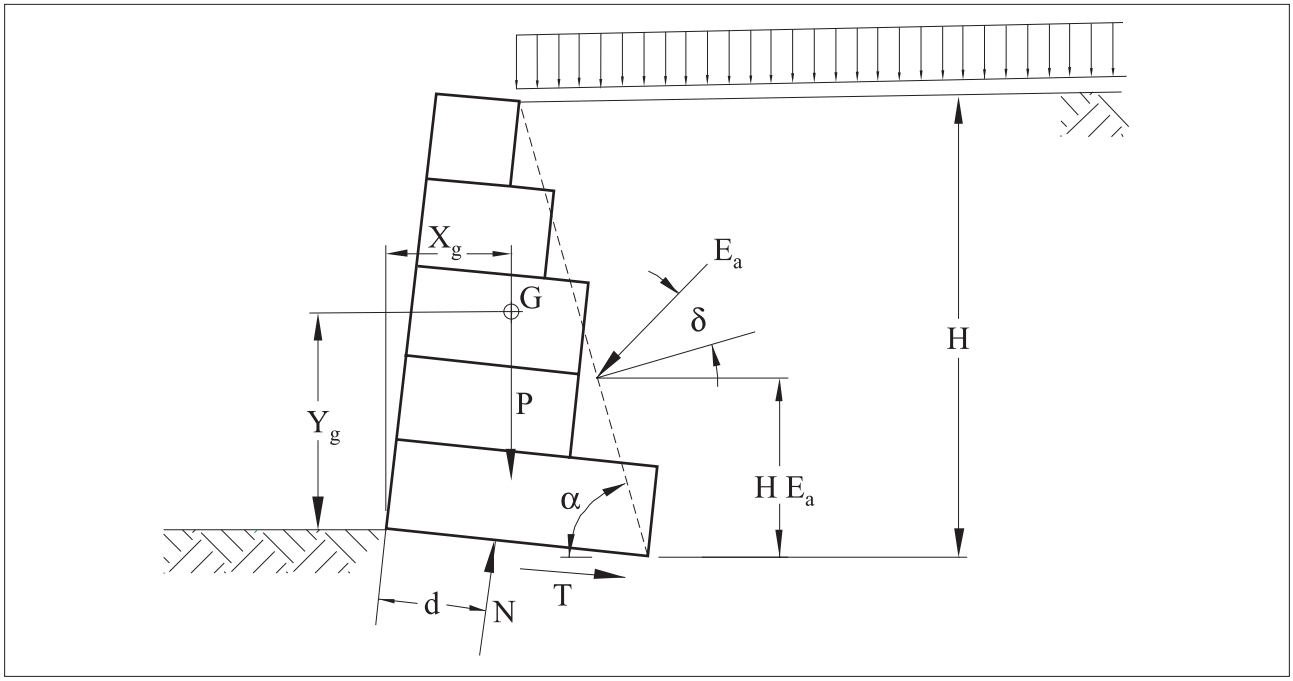


Figura 3.8.2 - Forças que agem sobre o muro

- Coesão: $c = 0$.

$$\alpha = \arctan\left(\frac{h}{B-a}\right) + \beta = 74{,}2^{o}$$

• **Fundação:**

$$H = \frac{h\ .\ \text{sen}\ \alpha}{\text{sen}\ (\alpha - \beta)} = 5{,}18m$$

- Carga máxima admissível: $q_{adm} = 20{,}0\ tf/m^2$.

- Ângulo de atrito interno: $\phi = 27°$.

A superfície superior do maciço arrimado é horizontal "i = 0" e sobre ela está aplicada uma carga uniformemente distribuída "$q = 2{,}5 tf/m^2$".

$$K_a = \frac{sen^2(\alpha + \phi)}{sen^2\alpha \,.\, sen(\alpha + \delta).\left[1 + \sqrt{\frac{sen(\phi + \delta).sen(\alpha - i)}{sen(\alpha - \delta).sen(\alpha + i)}}\right]^2} = 0{,}448$$

3.8.1.2 Superfície de aplicação do empuxo ativo

$$E_a = 1.\,\gamma\,.\,H^2\,.\,K_a + q\,.\,H\,.\,K_a\,.\,\frac{sen\,\alpha}{sen(\alpha + i)} = 16{,}62 tf/m$$

A superfície de aplicação do empuxo ativo é tomada como o plano médio que une as

$$H_{E_a} = \frac{\gamma\,.\,H2 + 3\,.\,q\,.\,H}{H_{E_a} = 3.\gamma\,.H + 6.q} = 2{,}03m$$

extremidades inferior e superior das camadas de gabiões da base e do topo do muro, como mostrado na figura 3.8.2 juntamente com as forças que agem sobre a estrutura.

$$\gamma_g = \gamma_p\,.\,(1 - n) = 1{,}70 tf/m^3$$

O ângulo “α“ entre o plano de aplicação do empuxo ativo e a horizontal é:

$$S = h_a + \frac{(B - a).h}{2} = 10{,}0m^2$$

$$P = \gamma_g \,.\, S = 17{,}0tf/m$$

e a altura total “H” é dada por:

$$x'_G = \frac{\frac{1}{2}.a^2 \,.\, h + \frac{1}{6}.\, h\,(B^2 + a.B - 2.a^2)}{S} = 1{,}08m$$

$$y'_G = \frac{\frac{1}{2}.a^2 \,.\, h + \frac{1}{6}.\, h^2\,(B - a)}{S} = 2{,}08m$$

$$x_G = x_G.\cos\beta + y_G.\text{sen}\,\beta = 1{,}29m$$

$$y_G = -\,x_G.\text{sen}\,\beta + y_G.\cos\beta = 1{,}96m$$

3.8.1.3 Empuxo ativo

O empuxo ativo "E_a" pode ser calculado pela teoria de Coulomb. Tomando-se o valor do

$$N = P.\cos\beta + E_a.\cos(\alpha - \delta - \beta) = 29{,}97 tf/m$$

ângulo de atrito entre o solo e o muro "$\delta = \phi$" e "$i = 0$", o coeficiente de empuxo ativo "K_a"

$$T_d = N.\tan\delta^* = 15{,}27 tf/m$$

é dado por:

$$F_g = \frac{T_d}{E_a\,.\,\text{sen}\,(\alpha - \delta - \beta) - P.\text{sen}\,\beta} = 1{,}80 > 1{,}50$$

O empuxo ativo "E_a" será então:

$$x_{E_a} = B.\cos\beta - H_{E_a}.\tan(90^o - \alpha) = 2{,}14m$$

e seu ponto de aplicação é dado por H_{E_a}:

$$y_{E_a} = H_{E_a} - B.\cos\beta = 1{,}72m$$

3.8.1.4 Peso da estrutura

$$M_{E_{ah}} = E_a.\text{sen}\,(\alpha - \delta).y_{E_a} = 19{,}93\text{tfm/m}$$

O peso específico dos gabiões "γ_g" é dado por:

$$M_P = P_{x_G} = 21{,}93\text{tfm/m}$$

e a área "S" da seção transversal do muro é:

$$M_{E_{av}} = E_a\cos\,(\alpha - \delta)\,.\,x_{E_a} = 28{,}72\text{tfm/m}$$

O peso total do muro "P" será então:

$$F_t = \frac{M_P + M_{E_{av}}}{M_{E_{ah}}} = 2{,}54 > 1{,}5$$

Para o cálculo da posição do centro de gravidade "G" do muro, determinam-se primeiramente as suas coordenadas para um sistema de eixos "x'" e "y'" alinhado com a base da estrutura:

$$d = \frac{M_P + M_{E_{av}} + M_{E_{ah}}}{N} = 1{,}02\text{m}$$

e

$$e = \frac{B}{2} = 0{,}48m < \frac{B}{6} = 0{,}50m$$

As coordenadas "x_G" e "y_G" do centro de gravidade da seção são:

$$q_{máx} = \frac{N}{B} \cdot \left(1 + 6 \cdot \frac{e}{B}\right) = 19{,}58tf/m^2 < q_{adm} = 20{,}0tf/m^2$$

$$q_{mín} = \frac{N}{B} \cdot \left(1 - 6 \cdot \frac{e}{B}\right) = 0{,}40tf/m^2 < q_{adm} = 20{,}0tf/m^2$$

e

3.8.1.5 Segurança contra o escorregamento

A força normal "N" que age na base do muro é dada por:

α	=	82,0º	y_{E_a}	=	1,43m	M_p	=	9,79m
K_α	=	0,365	P	=	10,20tf/m	M_{E_a}	=	$M_{E_{av}} - M_{E_{ah}} = -$ 0,45tf/m
H	=	4,08m	x_G	=	0,96m	d	=	0,57m
E_a	=	9,20tf/m²	y_G	=	1,96m			
x_{E_a}	=	1,75m	N	=	16,53tf/m			

Adotando-se o ângulo de atrito "δ^*" entre o solo de fundação e a base do muro "$\delta^* = \phi = 27°$", a força de resistência disponível "T_d" será dada por:

O coeficiente de segurança contra o escorregamento é:

$$\delta^* = 25 . \gamma_g - 10º = 32{,}50º$$

3.8.1.6 Segurança contra o tombamento

$$c_g = 0{,}30 . p_u - 0{,}50 = 2{,}08 tf/m^2$$

As coordenadas do ponto de aplicação do empuxo ativo "E_a" são:

$$T_{adm} = N.\tan \delta^* + c_g . B = 14{,}69 tf/m$$

$$T = -P.\text{sen}\, \beta + E_a . \text{sen}\, (\alpha - \delta - \beta) = 5{,}55 < T_{adm}$$

$$q_{adm} = 50 . \gamma_g - 30 = 55{,}0 tf/m^2$$

e

$$q_{máx} = \frac{N}{2.d} = 14{,}63 tf/m^2 < q_{adm}$$

O momento de tombamento será dado pelo momento da componente horizontal do empuxo ativo:

Seção	T [tf/1m]	T_{adm} [tf/m]	$q_{máx}$ [tf/m²]	q_{adm} [tf/m²]
1	5,55	14,69	14,63	55,00
2	3,63	13,34	8,42	55,00
3	1,88	8,10	5,27	55,00
4	0,56	4,00	2,19	55,00

Tabela 3.8.1 - Resultados das verificações das seções intermediárias

Os momentos resistentes são os momentos do peso próprio da estrutura e o momento da componente vertical do empuxo ativo:

e

O valor do coeficiente de segurança contra o tombamento é:

3.8.1.7 Pressões na fundação

A distância "d" entre o ponto de aplicação de "N" e o fulcro do tombamento é dada por:

e a excentricidade "e" é:

Assim as pressões nas extremidades da base serão:

$$x_0 = -0{,}499m$$

$$y_0 = 5{,}283m$$

$$R = 6{,}633m$$

e

3.8.1.8 Seções intermediárias

$$F_g = 1{,}238$$

Para cada seção intermediária entre as camadas de gabiões são determinadas as tensões normais e de cisalhamento atuantes. Para isto são determinados o empuxo ativo e o peso dos gabiões situados acima da seção analisada.

Assim, para a primeira seção intermediária, acima da base, calcula-se, de maneira análoga ao já mostrado:

As distâncias e momentos acima são determinados em relação ao fulcro de tombamento da seção intermediária que se situa na extremidade da seção, à frente do muro.

O ângulo de atrito disponível ao longo da seção intermediária "δ^*" é dado por:

Para gabiões de $1{,}0m$ de altura e malha 8x10, o peso da rede metálica "$p_u = 8{,}6\ kgf/m^3$" e, assim, a coesão disponível na seção intermediária "c_g"será:

A máxima força de cisalhamento admissível "T_{adm}", ao longo da seção será:

e a força de cisalhamento "T", que atua na seção é:

A máxima tensão normal admissível na seção intermediária "q_{adm}" vale:

e a máxima tensão normal "$q_{máx}$" que age na seção é:

Repetindo-se o mesmo cálculo para as outras seções intermediárias obtém-se a tabela 3.8.1.

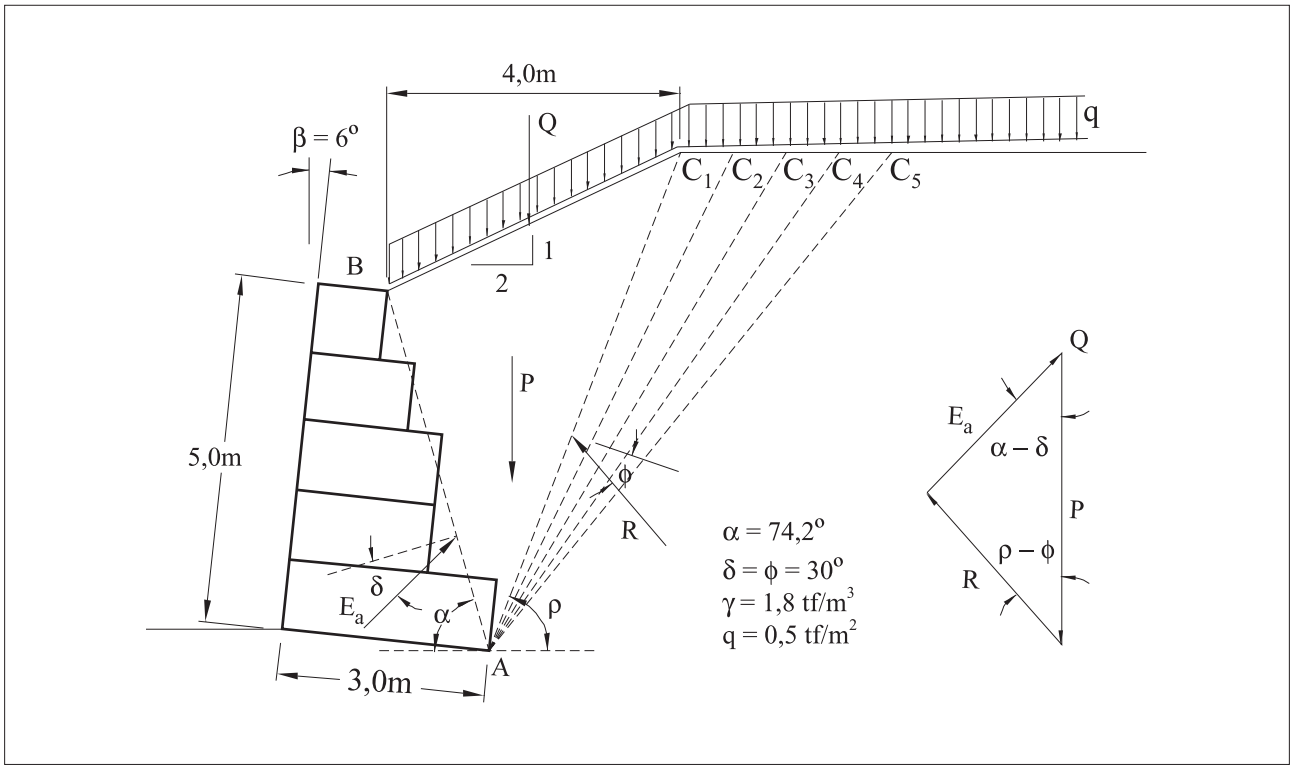


Figura 3.8.3 - Segundo exemplo

3.8.1.9 Estabilidade global

A verificação da estabilidade global do conjunto solo/estrutura de arrimo é geralmente executada pelo método de Bishop, que analisa a ruptura ao longo de superfícies de ruptura cilíndricas que contornam o muro de gabiões.

Para a execução desta análise normalmente são empregados programas de computador, pois a busca da superfície de ruptura mais crítica é bastante trabalhosa.

O programa de análise GawacWin® realiza estes cálculos de maneira automática e para este exemplo fornece os seguintes resultados para a superfície cilíndrica mais crítica:

Onde “x_0“ e “y_0“ são as coordenadas do centro da superfície crítica em relação ao fulcro do

$$\alpha = \arctan \frac{h}{B - a} + \beta = 74{,}20^{o}$$

tombamento e "R" é o raio.

$$H = \frac{h \,.\, \text{sen}\, \alpha}{\text{sen}\, (\alpha - \beta)} = 5{,}18\text{m}$$

O coeficiente de segurança contra a ruptura global "F_g" obtido é:

3.8.2 Exemplo Teórico 02

3.8.2.1 Dados do problema

Neste segundo exemplo, pede-se para analisar a estabilidade de uma estrutura de arrimo de gabiões similar à do exemplo anterior, como mostrado na figura 3.8.3.

$$E_a = (P + Q) . \frac{\text{sen}\, (\rho - \phi)}{\text{sen}\, (\alpha + \rho - \phi - \delta)}$$

Os dados dos gabiões, do solo que compõe o maciço arrimado e do solo de fundação são os mesmos do primeiro exemplo:

• **Gabiões:**

- Peso específico da rocha de enchimento: $\gamma_p = 2{,}43$ tf/m^3.

Cunha	P [tf/m]	Q [tf/m]	ρ [graus]	E_a [tf/m^2]
1	22,4	2,71	70,2	15,96
2	28,74	2,71	63,2	17,68
3	35,08	3,21	57,2	18,47
4	41,42	3,71	51,8	18,35
5	47,76	4,21	47,1	17,42

Tabela 3.8.2 - Resultados dos equilíbrios das cunhas

- Porosidade: $n = 30\%$.

• **Maciço arrimado:**

$$\rho_{crit} = 55{,}2^{o}$$

- Peso específico do solo: $\gamma = 1{,}8\ tf/m^3$.

$$E_a = 18{,}55 tf/m$$

- Ângulo de atrito interno: $\phi = 30°$.

- Coesão: $c = 0$.

$$E_q = Q \cdot \frac{sen\ (\rho_{crit} - \phi)}{sen\ (\alpha + \rho_{crit} - \phi - \delta)}$$

• **Fundação:**

- Carga máxima admissível: $q_{adm} = 20{,}0\ tf/m^2$.

Empuxo	Valor	H_E
E_{as}	17,01 tf/m	1,81 m
E_{q1}	1,01 tf/m	3,80 m
E_{q2}	0,53 tf/m	1,21 m

Tabela 3.8.3 - Empuxos causados pelo solo e pelas duas parcelas da sobrecarga

- Ângulo de atrito interno: $\phi = 27°$.

Neste exemplo, ao contrário do anterior, a superfície superior do terrapleno não é horizontal,

$$H_{E_a} = 1{,}90m$$

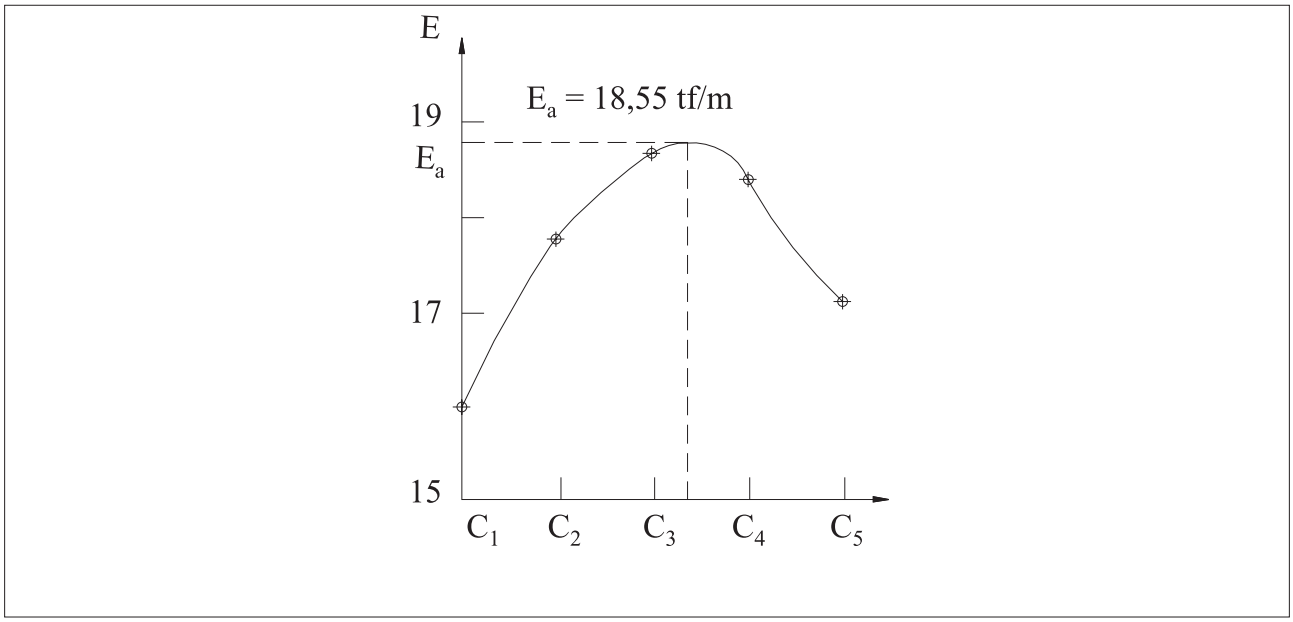


Figura 3.8.4 - Variação do empuxo com a superfície de ruptura

mas apresenta uma inclinação à razão de 1:2 (vertical/horizontal) até uma distância de 4,0m do muro. A partir deste ponto a superfície do terrapleno é horizontal.

$$\gamma_g = \gamma_p.(1 - n) = 1{,}70 tf/m^3$$

Sobre o maciço está aplicada uma carga uniformemente distribuída "$q = 0{,}5\ tf/m^2$".

$$S = h_a + \frac{(B - a)}{2} \cdot h = 10{,}0 m^2$$

3.8.2.2 Superfície de aplicação do empuxo ativo

$$P = \gamma_g \,.\, S = 17{,}0 tf/m$$

A superfície de aplicação do empuxo ativo, como no primeiro exemplo, é tomada como o

$$x_G = \frac{\frac{1}{2}.\,a^2.\,h + \frac{1}{6}.\,h\,.(\,B^2 + a.B - 2.a^2\,)}{S} = 1{,}08m$$

plano médio que une as extremidades inferiores e superiores das camadas de gabiões da

$$y_G = \frac{\frac{1}{2}.\,a^2.\,h + \frac{1}{6}.\,h^2\,.(\,B - a\,)}{S} = 2{,}08m$$

$$x_G = x_G\,.\,\cos\beta + y_G\,.\,\text{sen}\,\beta = 1{,}29m$$

base e do topo do muro.

$$y_G = -x_G\,.\,\text{sen}\,\beta + y_G\,.\,\cos\beta = 1{,}96m$$

O ângulo “α” entre o plano de aplicação do empuxo ativo e a horizontal é:

e a altura total “H” é dada por:

3.8.2.3 Empuxo ativo

Neste caso, o empuxo ativo deve ser determinado pelo método do equilíbrio limite, pois a

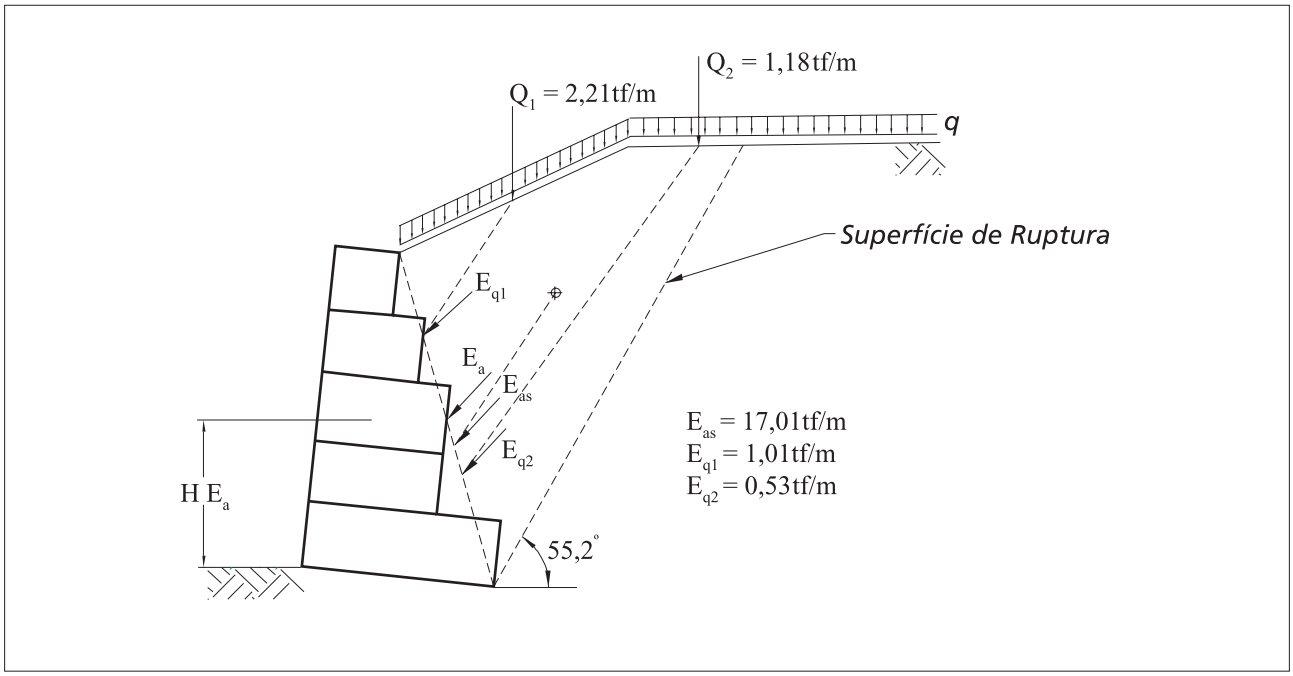


Figura 3.8.5 - Ponto de aplicação do empuxo ativo

superfície superior do maciço arrimado é irregular.

Para esta determinação, traçam-se algumas superfícies de ruptura hipotéticas como

$$N = P \,.\, \cos\beta + E_a \,.\, \cos(\alpha - \delta - \beta) = 31{,}48\text{tf/m}$$

mostrado na figura 3.8.3. Analisa-se então o equilíbrio das várias cunhas formadas pelas superfícies de ruptura traçadas. O valor do empuxo "E_a" atuante em cada uma delas pode

$$T_d = N \,.\, \tan\delta^* = 16{,}04\text{tf/m}$$

ser obtido do equilíbrio de forças dado por:

$$F_d = \frac{T_d}{E_a \,.\, \text{sen}(\alpha - \delta - \beta) - P \,.\, \text{sen}\,\beta} = 1{,}65 < 1{,}5$$

onde “P” é o peso da cunha e “Q” é a parcela da sobrecarga que se encontra sobre ela.

$$x_{E_a} = B \,.\, \cos\beta - H_{E_a} \,.\, \tan(90^o - \alpha) = 2{,}45\text{m}$$

$$y_{E_a} = H_{E_a} - B \,.\, \text{sen}\,\beta = 1{,}59\text{m}$$

Podem-se obter assim os valores do empuxo ativo em função da superfície de ruptura.

$$M_{E_{ah}} = E_a \,.\, \text{sen}\,(\alpha - \delta).y_{E_a} = 20{,}56\text{tfm/m}$$

Estes valores estão mostrados na tabela 3.8.2.

$$M_P = P_{x_G} = 21{,}93\text{tfm/m}$$

$$M_{E_{av}} = E_a \,.\, \cos(\alpha - \delta).x_{E_a} = 32{,}58\text{tfm/m}$$

Com estes valores construiu-se o gráfico mostrado na figura 3.8.4. Dali pode-se determinar

$$F_t = \frac{M_p + M_{E_{av}}}{M_{E_{av}}} = 2{,}65 > 1{,}5$$

a posição da cunha crítica e o valor do empuxo total:

$$d = \frac{M_p + M_{E_{av}} + M_{E_{ah}}}{N} = 1{,}08\text{m}$$

$$e = \frac{B}{2} = 0{,}42\text{m} < \frac{B}{6} = 0{,}5\text{m}$$

e

$$q_{máx} = \frac{N}{B}\left(1 + 6 \cdot \frac{e}{B}\right) = 19{,}30\text{tf/m}^2 < q_{adm} = 20{,}0\text{tf/m}^2$$

Para a determinação do ponto de aplicação de "E_a", o efeito da sobrecarga deve ser

$$q_{mín} = \frac{N}{B}\left(1 + 6 \cdot \frac{e}{B}\right) = 1{,}68\text{tf/m}^2 < q_{adm} = 20{,}0\text{tf/m}^2$$

separado do efeito do solo. A sobrecarga, por sua vez, foi dividida em duas parcelas "Q_1" e "Q_2" e o empuxo causado por elas, determinado por:

Os empuxos causados pelo solo e pelas duas parcelas da sobrecarga, assim como seus pontos de aplicação sobre o muro de arrimo, estão mostrados na figura 3.8.5 e relacionados na tabela 3.8.3 abaixo:

O ponto de aplicação do empuxo total pode ser determinado do centro de gravidade das

α	=	82,0º	P	=	10,20tf/m	M_p	=	9,79m
E_a	=	9,20tf/m^2	x_G	=	0,96m	M_{E_a}	=	$M_{E_{av}} - M_{E_{ah}} = -0{,}86$tf/m
x_{E_a}	=	1,78m	y_G	=	1,69m	d	=	0,62m
y_{E_a}	=	1,28m	N	=	17,17tf/m			

forças acima. Assim obtém-se:

3.8.2.4 Peso da estrutura

$$\delta^* = 25.\gamma_g - 10º = 32{,}5º$$

O peso específico dos gabiões "γ_g" é dado por:

$$c_g = 0{,}30.p_u - 0{,}50 = 2{,}08\text{tf/m}^2$$

e a área "S" da seção transversal do muro é:

$$T_{adm} = N.\tan\ \delta^* + c_g\ .\ B\ = 15{,}10 tf/m$$

O peso total do muro "P" será então:

$$T = -P.\text{sen}\ \beta + E_a\ .\ \text{sen}\ (\alpha - \delta - \beta) = 6{,}19 tf/m < T_{adm}$$

Para o cálculo da posição do centro de gravidade "G" do muro, determinam-se primeiramente as

$$q_{adm} = \ 50.\gamma_g - 30 = 55{,}0 tf/m^2$$

suas coordenadas para um sistema de eixos "x'" e "y'" alinhado com a base da estrutura:

$$q_{máx} = \ N\ = 13{,}84\ tf/m^2 < q_{adm}$$

e

Seção	T [tf/m]	T_{adm} [tf/m]	$q_{máx}$ [tf/m²]	q_{adm} [tf/m²]
1	6,19	15,10	13,84	55,00
2	3,96	13,56	8,02	55,00
3	1,88	8,11	4,87	55,00
4	0,41	3,94	1,98	55,00

Tabela 3.8.4 - Resultados das verificações das seções intermediárias

As coordenadas “x_G“ e “y_G“ do centro de gravidade da seção são:

e

$$x_0 = -0{,}477\text{m}$$

$$y_0 = 6{,}988\text{m}$$

$$R = 8{,}120\text{m}$$

$$F_g = 1{,}210$$

3.8.2.5 Segurança contra o escorregamento

A força normal “N” que age na base do muro é dada por:

Adotando-se o ângulo de atrito “δ^*” entre o solo de fundação e a base do muro “$\delta^* = \phi = 27°$”, a força de resistência disponível “T_d” será dada por:

O coeficiente de segurança contra o escorregamento é:

3.8.2.6 Segurança contra o tombamento

As coordenadas do ponto de aplicação do empuxo ativo ”E_a” são:

e

O momento de tombamento será dado pelo momento da componente horizontal do empuxo ativo:

Os momentos resistentes são os momentos do peso próprio da estrutura e o momento da componente vertical do empuxo ativo:

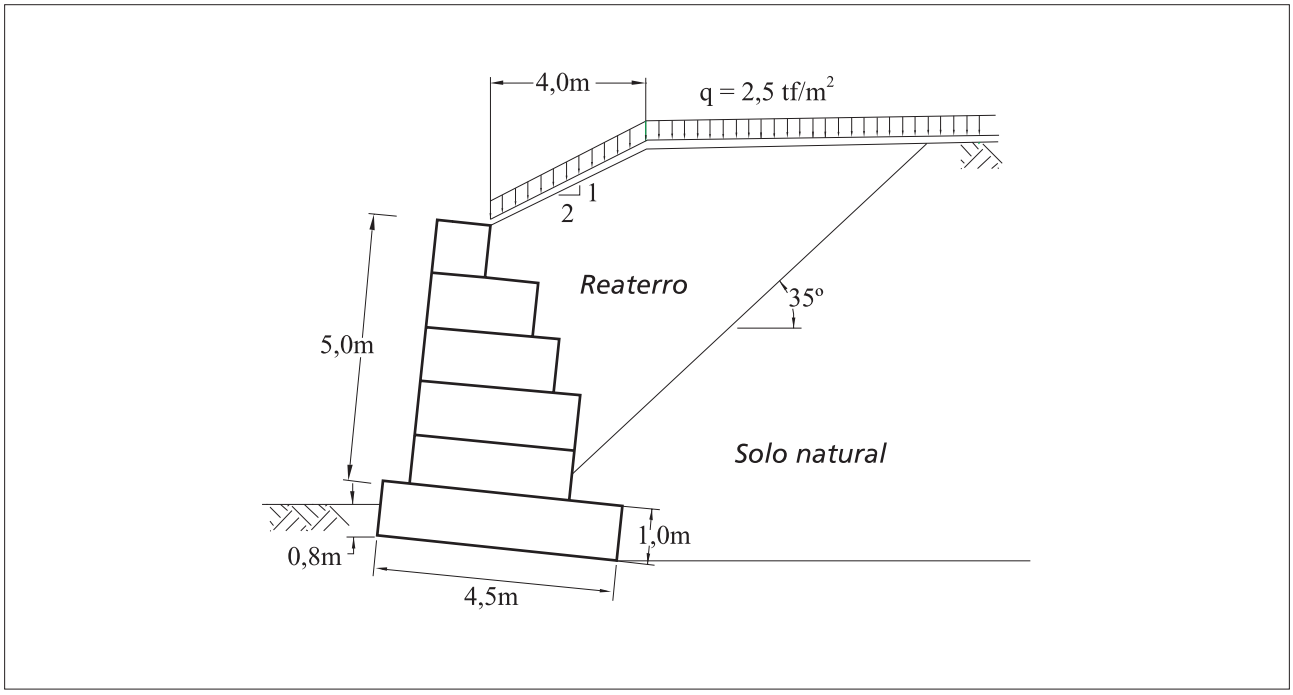


Figura 3.8.6 - Terceiro exemplo

e

O valor do coeficiente de segurança contra o tombamento é:

3.8.2.7 Pressões na fundação

A distância “d” entre o ponto de aplicação de “N” e o fulcro do tombamento é dada por:

e a excentricidade “e” é:

RELATÓRIO GAWACWIN®

GawacWin 1.0 **Página 1**

Programa licenciado para: Maccaferri do Brasil Ltda.

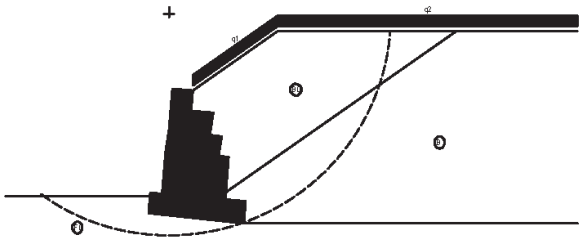
Projeto: exemplo teórico
Arquivo: exemplo Data: 21/1/2005

DADOS DE ENTRADA

Dados sobre o muro

Inclinação do muro	:	6,00 graus
Peso específico da pedra	:	24,00 kN/m³
Porosidade dos gabiões	:	30,00 %
Geotêxtil no terrapleno	:	Sim
Redução do atrito	:	5,00 %
Geotêxtil sob a base	:	Não
Redução do atrito	:	%
Malha e diâm. do arame:		8x10, ø 2.7 mm CD

Camada	Compr. m	Altura m	Início m
1	4,50	1,00	-
2	3,00	1,00	0,50
3	3,00	1,00	0,50
4	2,50	1,00	0,50
5	2,00	1,00	0,50
6	1,00	1,00	0,50



Dados sobre o terrapleno

Inclinação do 1º trecho	:	35,00 graus
Comprimento do 1º trecho	:	4,00 m
Inclinação do 2º trecho	:	0,00 graus
Peso específico do solo	:	18,00 kN/m³
Ângulo de atrito do solo	:	30,00 graus
Coesão do solo	:	0,00 kN/m²

Camadas Adicionais no Terrapleno

Camada	Altura inicial m	Inclinação graus	Peso específico kN/m³	Coesão kN/m²	Ângulo de atrito graus
1	1,00	35,00	18,50	10,00	35,00

RELATÓRIO GAWACWIN®

GawacWin 1.0 **Página 2**

Programa licenciado para: Maccaferri do Brasil Ltda.

Projeto: exemplo teórico
Arquivo: exemplo Data: 21/1/2005

Dados sobre a fundação

Altura da sup. superior	:	0,85 m
Comprimento inicial	:	m
Inclinação	:	0,00 graus
Peso específico do solo	:	18,50 kN/m³
Ângulo de atrito do solo	:	35,00 graus
Coesão do solo	:	10,00 kN/m²
Pressão adm. na fundação	:	kN/m²
Altura do nível d'água	:	m

Camadas Adicionais na Fundação

Camada	Prof. m	Peso específico kN/m³	Coesão kN/m²	Ângulo de atrito graus

Dados sobre a superfície freática

Altura inicial	:	m
Inclinação do 1º trecho	:	graus
Comprimento do 1º trecho	:	m
Inclinação do 2º trecho	:	graus
Comprimento do 2º trecho	:	m

Dados sobre as cargas

Cargas distribuídas sobre o terrapleno — Primeiro trecho : 25,00 kN/m²
Segundo trecho : 25,00 kN/m²

Cargas distribuídas sobre o muro — Carga : kN/m²

Linhas de carga sobre o terrapleno

Carga 1	:	kN/m	Dist. ao topo do muro	:	m
Carga 2	:	kN/m	Dist. ao topo do muro	:	m
Carga 3	:	kN/m	Dist. ao topo do muro	:	m

Linha de carga sobre o muro

Carga	:	kN/m	Dist. ao topo do muro	:	m

Dados sobre as ações sísmicas

Coeficiente horizontal : Coeficiente vertical :

RELATÓRIO GAWACWIN®

GawacWin 1.0 **Página 3**

Programa licenciado para: Maccaferri do Brasil Ltda.

Projeto: exemplo teórico
Arquivo: exemplo Data: 21/1/2005

RESULTADOS DAS ANÁLISES

Empuxos Ativo e Passivo

Empuxo Ativo	:	364,21 kN/m
Ponto de apl. ref. ao eixo X	:	3,40 m
Ponto de apl. ref. ao eixo Y	:	2,39 m
Direção do empuxo ref. ao eixo X	:	49,07 graus
Empuxo Passivo	:	57,32 kN/m
Ponto de apl. ref. ao eixo X	:	0,04 m
Ponto de apl. ref. ao eixo Y	:	0,36 m
Direção do empuxo ref. ao eixo X	:	0,00 graus

DESLIZAMENTO

Força normal sob a base	:	551,56 kN/m
Ponto de apl. ref. ao eixo X	:	1,65 m
Ponto de apl. ref. ao eixo Y	:	-0,17 m
Força tangente sob a base	:	124,34 kN/m
Força de resistência sob a base	:	474,10 kN/m
Coef. de Segurança contra o Deslizamento	**:**	**2,61**

TOMBAMENTO

Momento Atuante	:	570,01 kN/m x m
Momento Resistente	:	1499,02 kN/m x m
Coef. de Segurança contra o Tombamento	**:**	**2,63**

Tensões na Fundação

Excentricidade	:	0,59 m
Tensão normal na borda externa	:	225,67 kN/m²
Tensão normal na borda interna	:	24,80 kN/m²
Tensão máx. admissível na fundação	:	717,70 kN/m²

Não assumimos nenhuma responsabilidade pelos cálculos e desenhos aqui apresentados, visto que eles se constituem apenas em sugestões para a melhor utilização dos produtos MACCAFERRI.

RELATÓRIO GAWACWIN®

GawacWin 1.0 **Página 4**

Programa licenciado para: Maccaferri do Brasil Ltda.

Projeto: exemplo teórico
Arquivo: exemplo Data: 21/1/2005

Estabilidade Global

Distância inicial à esquerda	:	m
Distância inicial à direita	:	m
Distância inicial abaixo da base	:	m
Máxima profundidade permitida no cálculo	:	m
Centro do arco ref. ao eixo X	:	0,98 m
Centro do arco ref. ao eixo Y	:	9,44 m
Raio do arco	:	10,51 m
Número de superfícies pesquisadas	:	65
Coef. de Segurança contra a Rup. Global	**:**	**2,03**

Estabilidade Interna

Camada	H m	N kN/m	T kN/m	M kN/m x m	$\tau_{Máx}$ kN/m²	$\tau_{Adm.}$ kN/m²	$\sigma_{Máx}$ kN/m²	$\sigma_{Adm.}$ kN/m²
1	5,18	380,24	159,40	305,26	53,13	101,58	236,83	
2	4,19	334,29	126,09	377,78	42,03	91,70	147,91	545,79
3	3,14	228,39	89,04	238,43	35,62	78,74	109,38	
4	2,09	139,66	57,27	137,32	28,64	64,86	71,02	
5	0,99	33,27	28,74	11,48	28,74	41,27	48,22	

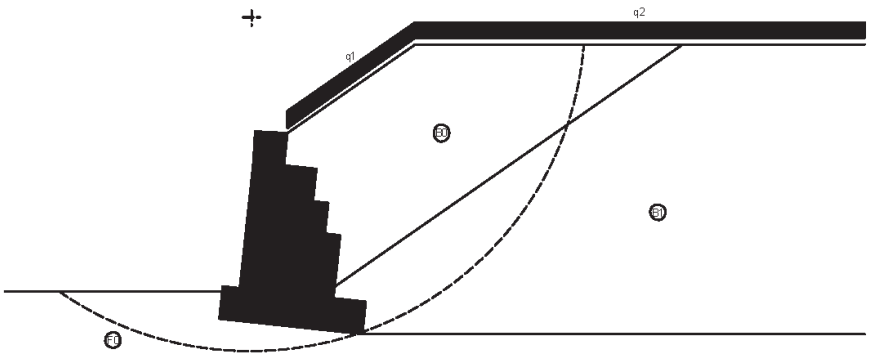
Não assumimos nenhuma responsabilidade pelos cálculos e desenhos aqui apresentados, visto que eles se constituem apenas em sugestões para a melhor utilização dos produtos MACCAFERRI.

RELATÓRIO GAWACWIN®

GawacWin 1.0 **Página 5**

Programa licenciado para: Maccaferri do Brasil Ltda.

Projeto: exemplo teórico
Arquivo: exemplo Data: 21/1/2005



DADOS SOBRE O SOLO

Solo	γ kN/m³	c kN/m²	ϕ graus	Solo	γ kN/m³	c kN/m²	ϕ graus
B0	18,00	0,00	30,00	F0	18,50	10,00	35,00
B1	18,50	10,00	35,00				

CARGAS

Carga	Valor kN/m²	Carga	Valor kN/m
q1	25,00		
q2	25,00		

VERIFICAÇÕES DE ESTABILIDADE

Coef. de Seg. Deslizamento	2,61	Tensão na base (esquerda)	225,67kN/m²
Coef. de Seg. Tombamento	2,63	Tensão na base (direita)	24,80kN/m²
Coef. de Seg. Rup. Global	2,03	Máxima tensão admissível	717,70kN/m²

Não assumimos nenhuma responsabilidade pelos cálculos e desenhos aqui apresentados, visto que eles se constituem apenas em sugestões para a melhor utilização dos produtos MACCAFERRI.

Assim, as pressões nas extremidades da base serão:

e

3.8.2.8 Seções intermediárias

Para cada seção intermediária entre as camadas de gabiões são determinadas as tensões normais e de cisalhamento atuantes. Para isto são determinados o empuxo ativo e o peso dos gabiões situados acima da seção analisada.

Figura 3.9.1 – Vista geral da obra em 2003

Assim, para a primeira seção intermediária, acima da base, calcula-se, de maneira análoga ao já mostrado, pelo método do equilíbrio limite:

As distâncias e momentos acima são determinados em relação ao fulcro de tombamento da seção intermediária que se situa na extremidade da seção, à frente do muro.

O ângulo de atrito disponível ao longo da seção intermediária "δ^*" é dado por:

Para gabiões de $1{,}0m$ de altura e malha 8x10, o peso da rede metálica "$p_u = 8{,}6\ kgf/m^3$" e, assim, a coesão disponível na seção intermediária "c_g" será:

A máxima força de cisalhamento admissível "T_{adm}" ao longo da seção será:

e a força de cisalhamento “T“ que atua na seção é:

A máxima tensão normal admissível na seção intermediária “q_{adm}” vale:

e a máxima tensão normal “$q_{máx}$” que age na seção é:

Repetindo-se o mesmo cálculo para as outras seções intermediárias obtém-se a tabela

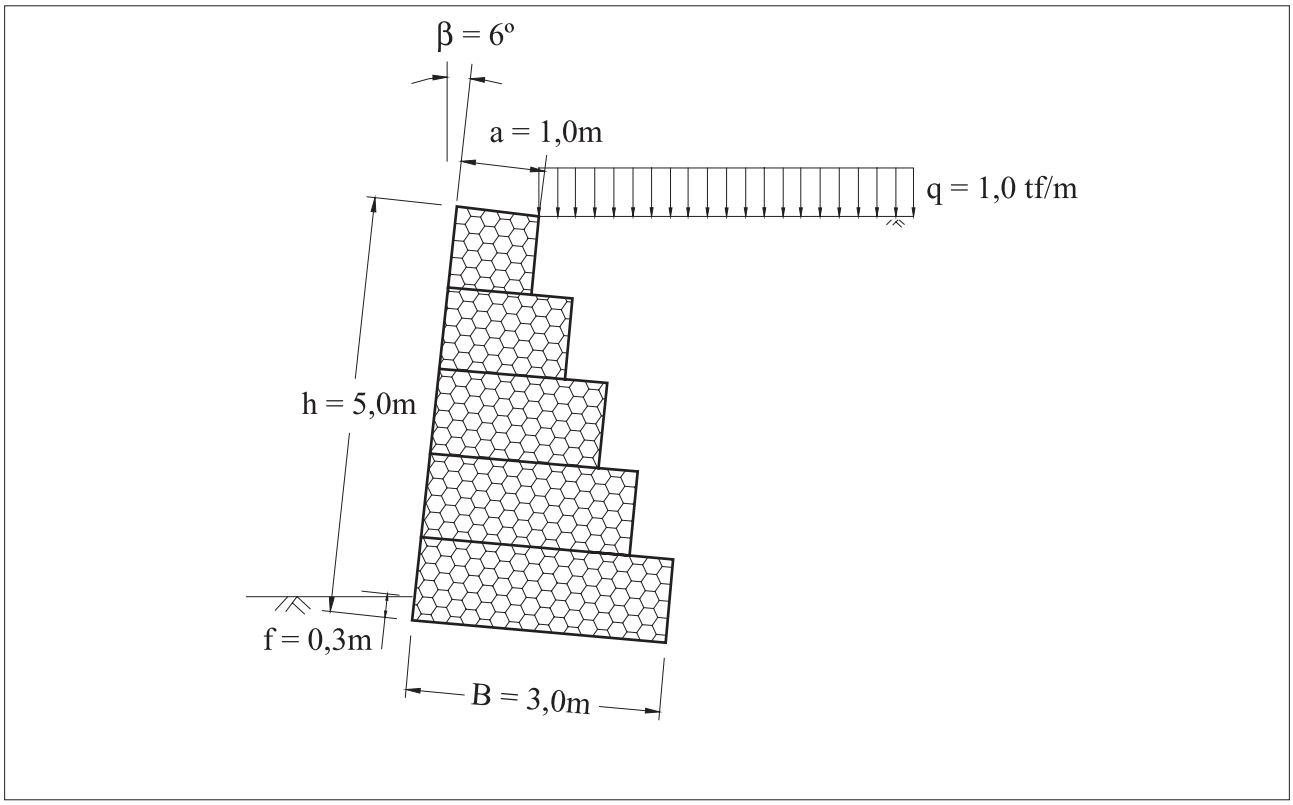


Figura 3.9.2 - Representação gráfica da seção crítica da estrutura construída

3.8.4.

3.8.2.9 Estabilidade global

Para a análise da estabilidade global do conjunto estrutura/solo foi utilizado o programa de análise GawacWin®, que realiza estes cálculos de maneira automática e para este exemplo fornece os seguintes resultados para a superfície circular mais crítica:

onde “x_0” e “y_0” são as coordenadas do centro da superfície crítica em relação ao fulcro do

tombamento e "R" é o raio.

$$\alpha = \arctan\left(\frac{h}{B-a}\right) + \beta = \arctan\left(\frac{5}{3-1}\right) + 6 = 72^{o}$$

O coeficiente de segurança contra a ruptura global "F_g" obtido é:

$$H = \frac{h.\text{sen}\,\alpha}{\text{sen}(\alpha-\beta)} = \frac{5.\text{sen}\,74{,}2}{\text{sen}(74{,}2-6)} = 5{,}18\text{m}$$

3.8.3 Exemplo Teórico 03

Como terceiro exemplo é analisada a estabilidade de um muro de gabiões pelo programa GawacWin®. Na figura 3.8.6 está mostrada a geometria da seção do muro e do maciço.

Neste exemplo, o maciço arrimado é formado pelo solo natural e pelo reaterro. Os dados do reaterro são:

- Peso específico do solo: $\gamma = 18\ \text{kN/m}^3$.
- Ângulo de atrito interno: $\phi = 30°$.
- Coesão: $c = 0$.

Os dados do solo natural, por sua vez, são:

- Peso específico do solo: $\gamma = 18{,}5\ \text{kN/m}^3$.

$$z_0 = \frac{2.c}{\gamma} \cdot \frac{1}{\tan\left(\frac{\pi}{4}-\frac{\phi}{2}\right)} - \frac{q}{\gamma} = \frac{2.1{,}0}{1{,}80} \cdot \frac{1}{\tan\left(\frac{\pi}{4}-\frac{25}{2}\right)} - \frac{1{,}0}{1{,}80} = 1{,}19\text{m}$$

- Ângulo de atrito interno: $\phi = 35°$.

$$F_w = \frac{1}{2} \cdot \gamma_a \cdot z_0^2 = \frac{1}{2} \cdot 1{,}0 \cdot 1{,}19^2 = 0{,}71 tf/m^2$$

e

- Coesão: $c = 10\ kN/m^2$.

$$C = c \cdot \overline{AD} \quad (183)$$

A interface entre o solo natural e o reaterro inicia-se a $1{,}0m$ acima da cota de apoio do muro e tem uma inclinação de $35°$.

A superfície do terrapleno tem uma inclinação inicial de 1:2 até uma distância horizontal de $4{,}0m$ do muro. A partir daí a superfície é horizontal. Há também uma carga uniforme "$q = 25\ kN/m^2$" distribuída sobre o terrapleno.

O solo de fundação é o mesmo solo natural do terrapleno e a superfície deste à frente do muro está a $0{,}85m$ acima da cota de apoio da estrutura.

$$E_a = \frac{(P + Q) \cdot \text{sen}\,(\rho - \phi) + F_w \cdot \cos\,(\rho - \phi) - C \cdot \cos\,\phi}{\text{sen}\,(\alpha - \rho - \phi - \delta)} \quad (184)$$

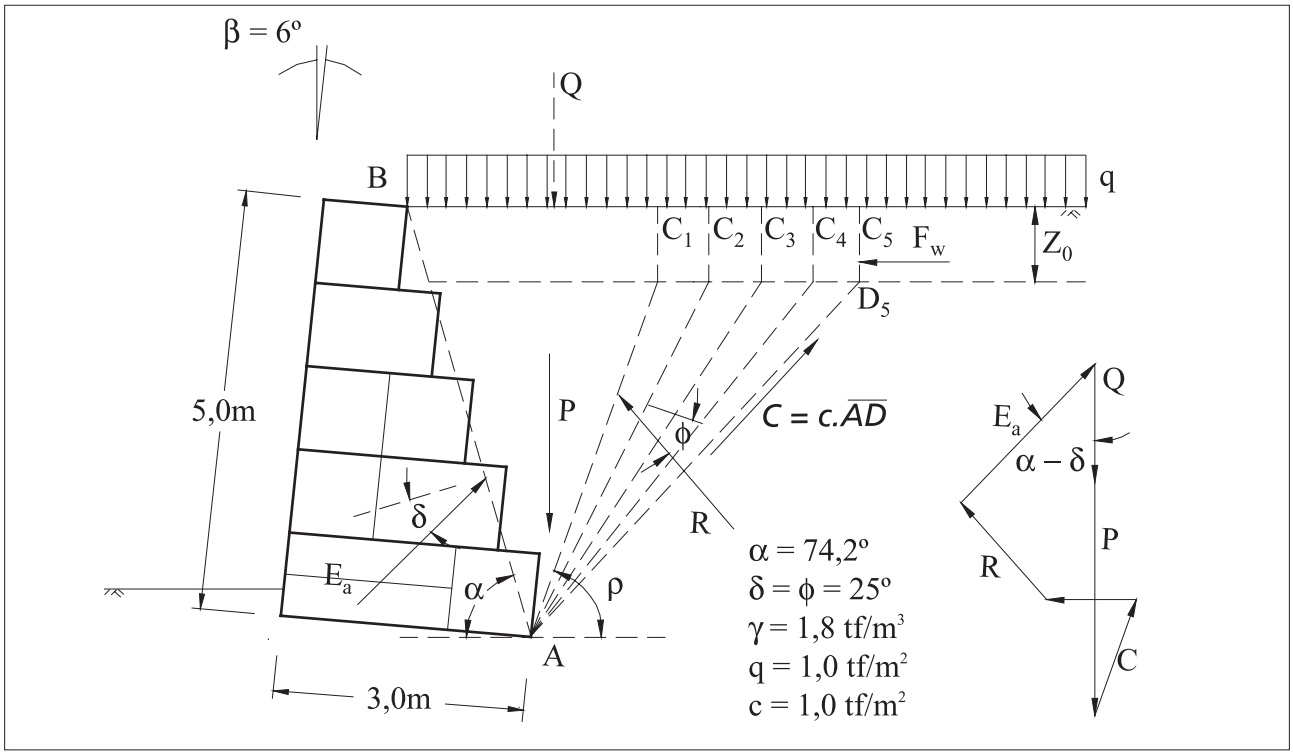


Figura 3.9.3 – Aplicação do método do equilíbrio limite a solos coesivos

Os dados do problema e os resultados da análise feita pelo programa são mostrados a seguir no relatório emitido pelo GawacWin®.

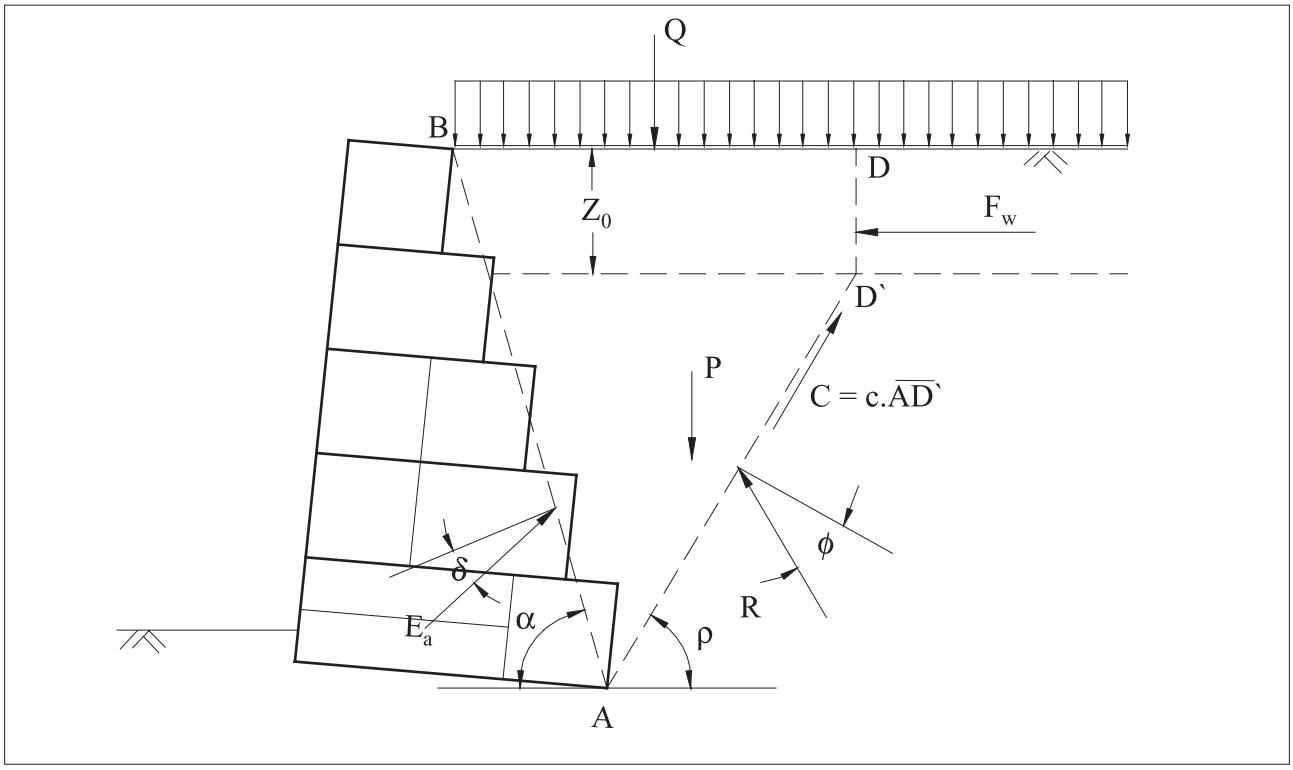


Figura 3.9.4 - Forças que agem sobre a cunha de solo coesivo

3.9 Casos de Obras

3.9.1 Caso 01

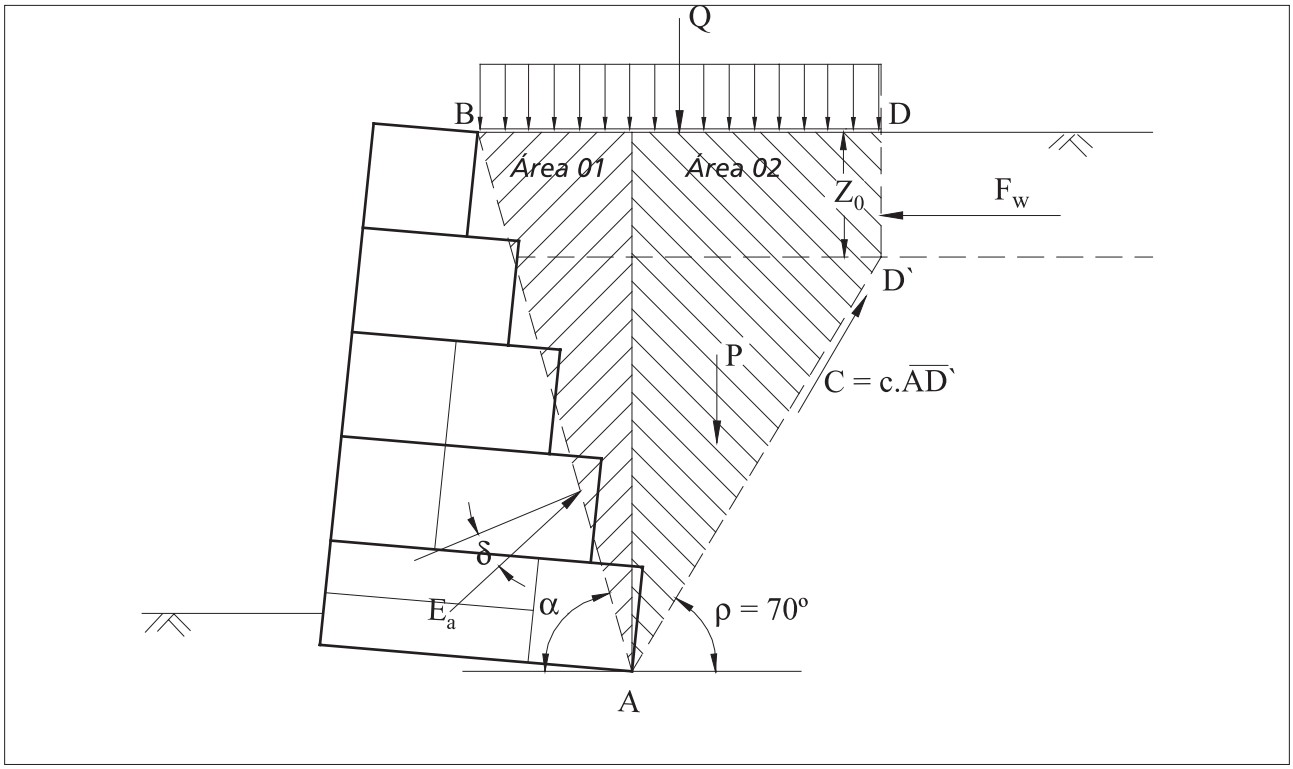


Figura 3.9.5 - Esquema estático para a situação ρ = 70°

Como primeiro caso prático, será analisada a estabilidade de um muro de gabiões

$$P = (\text{Área } 01 + \text{Área } 02) \cdot \gamma_{solo} \quad (185)$$

$$\text{Área } 01 = 3{,}80\text{m}^2$$
$$\text{Área } 02 = 4{,}63\text{m}^2$$

construído em 1991 junto à Avenida dos Ferroviários, na cidade de Jundiaí, estado de São

$$P = (3{,}80 + 4{,}63) \cdot 1{,}80 = 15{,}17\text{tf/m}$$

Paulo – BRASIL. A análise será realizada pelo método do Equilíbrio Limite.

$$Q = q \cdot \overline{BD} \quad (186)$$

$$Q = 1{,}0 \cdot 2{,}92 = 2{,}92 tf/m$$

$$C = c \cdot \overline{AD} \quad (187)$$

$$\overline{AD'} = 4{,}25m$$

A figura 3.9.2 mostra a geometria da seção do muro e do maciço, e a figura 3.9.1 apresenta

$$C = 1{,}0 \cdot 4{,}25 = 4{,}25m$$

$$E_a = \frac{(P + Q) \cdot \text{sen}\,(\rho - \phi) + F_w \cdot \cos\,(\rho - \phi) - C \cdot \cos\,\phi}{\text{sen}\,(\alpha - \rho - \phi - \delta)} \quad (188)$$

$$E_a = \frac{(15{,}17 + 2{,}92) \cdot \text{sen}\,(70 - 25) + 0{,}71 \cdot \cos\,(70 - 25) - 4{,}25 \cdot \cos\,25}{\text{sen}\,(74{,}2 - 70 - 25 - 25)} = 9{,}47$$

uma vista geral da estrutura no ano 2003.

Cunha	P [tf/m]	Q [tf/m]	C [tf/m]	F_w [tf/m]	ρ [graus]	E_a [tf/m]
1	15,16	2,92	4,25	0,71	70,00	9,4601
2	17,50	3,33	4,40	0,71	65,00	9,9464
3	17,98	3,41	4,44	0,71	64,00	9,9939
4	18,49	3,50	4,48	0,71	63,00	10,0496
5	18,99	3,59	4,52	0,71	62,00	10,0817
6	19,51	3,68	4,56	0,71	61,00	10,1078
7	20,03	3,77	4,61	0,71	60,00	10,1064
8	20,20	3,80	4,62	0,71	59,70	10,1166
9	20,57	3,86	4,65	0,71	59,00	10,1065
10	21,13	3,96	4,70	0,71	58,00	10,0942
11	21,69	4,06	4,76	0,71	57,00	10,0518

Tabela 3.9.1 – Empuxos obtidos dos equilíbrios das cunhas

3.9.1.1 Dados do problema

Para a verificação da estabilidade do muro de contenção em gabiões mostrado na figura

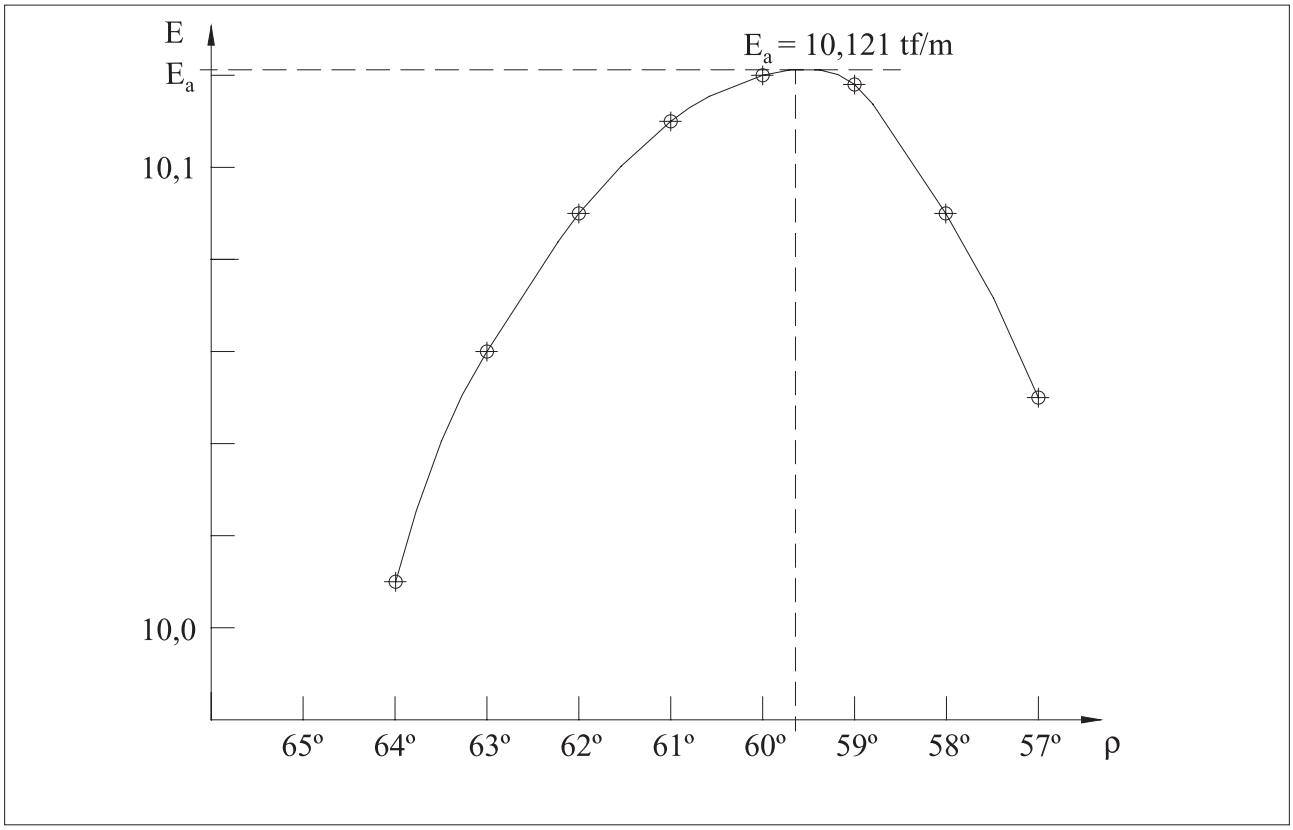


Figura 3.9.6 - Variação do empuxo com a superfície de ruptura

3.9.1 e detalhado na figura 3.9.2, foram realizados ensaios no solo (mesmo material na

$E_a = 10{,}12 tf/m$ e $\rho = 59{,}70^o$

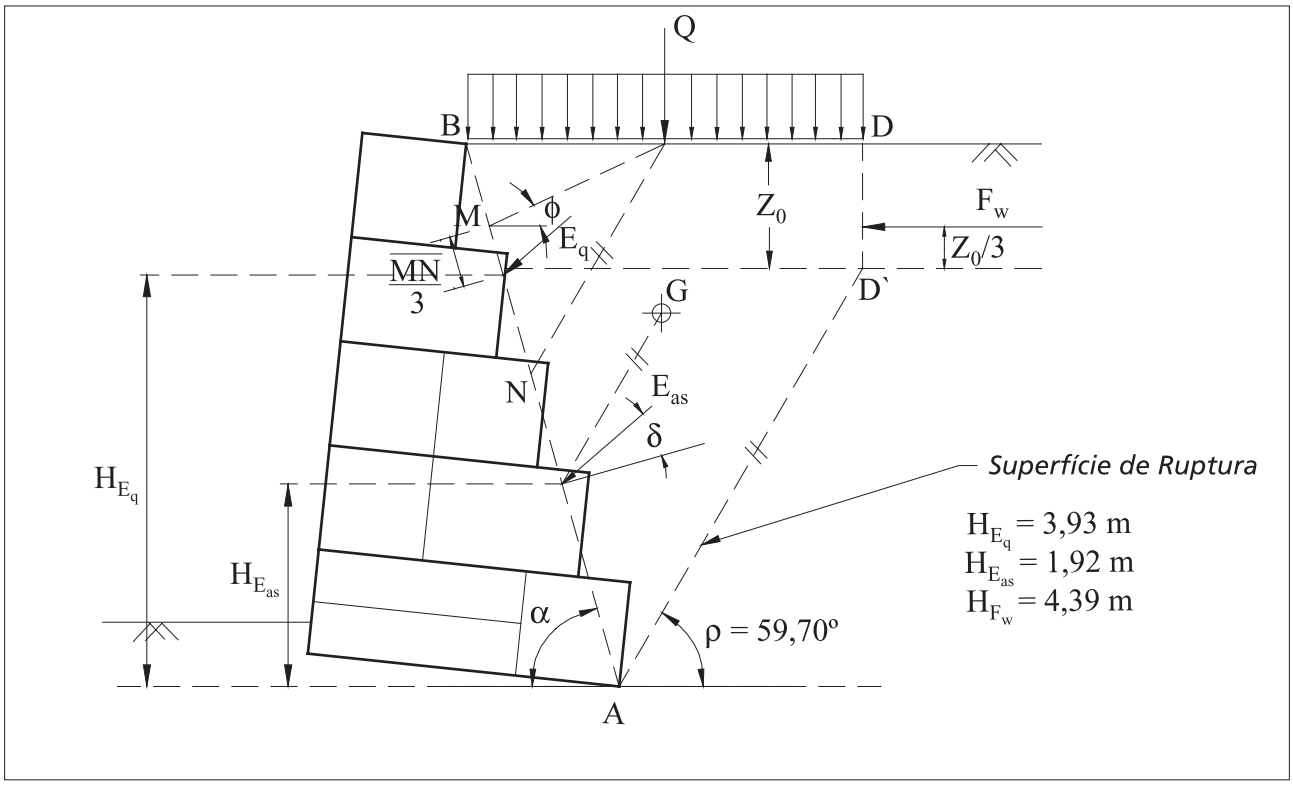


Figura 3.9.7 - Ponto de aplicação dos empuxos devido à sobrecarga, solo e pressão hidrostática

base e no aterro compactado) e sondagens de reconhecimento no local da obra, sendo definidas as seguintes características:

• **Maciço arrimado:**

- Peso específico do solo: $\gamma = 1{,}8\ tf/m^3$.

- Ângulo de atrito interno: $\phi = 25°$.

$$E_q = Q \cdot \frac{sen\,(\rho_{crit} - \phi)}{sen\,(\alpha - \rho_{crit} - \phi - \delta)} \quad (189)$$

$$E_q = (q \cdot \overline{BD}) \cdot \frac{sen\,(\rho_{crit} - \phi)}{sen\,(\alpha - \rho_{crit} - \phi - \delta)} \quad (190)$$

- Coesão: $c = 1{,}0\ t/m^2$.

$$\overline{BD} = H \,.\, \tan(90^o - \alpha) + (H - Z_0) \,.\, \tan(90^o - \rho_{crit}) \quad (191)$$

$$\overline{BD} = 5{,}18 \,.\, \tan(90 - 74{,}20) + (5{,}18 - 1{,}19) \,.\, \tan(90 - 59{,}70) = 3{,}80m$$

• **Fundação:** mesmas características anteriormente apresentadas e

$$E_q = (1\ .3{,}80) \,.\, \frac{\text{sen}\,(59{,}70 - 25)}{\text{sen}\,(74{,}20 - 59{,}70 - 25 - 25)} = 2{,}17tf/m$$

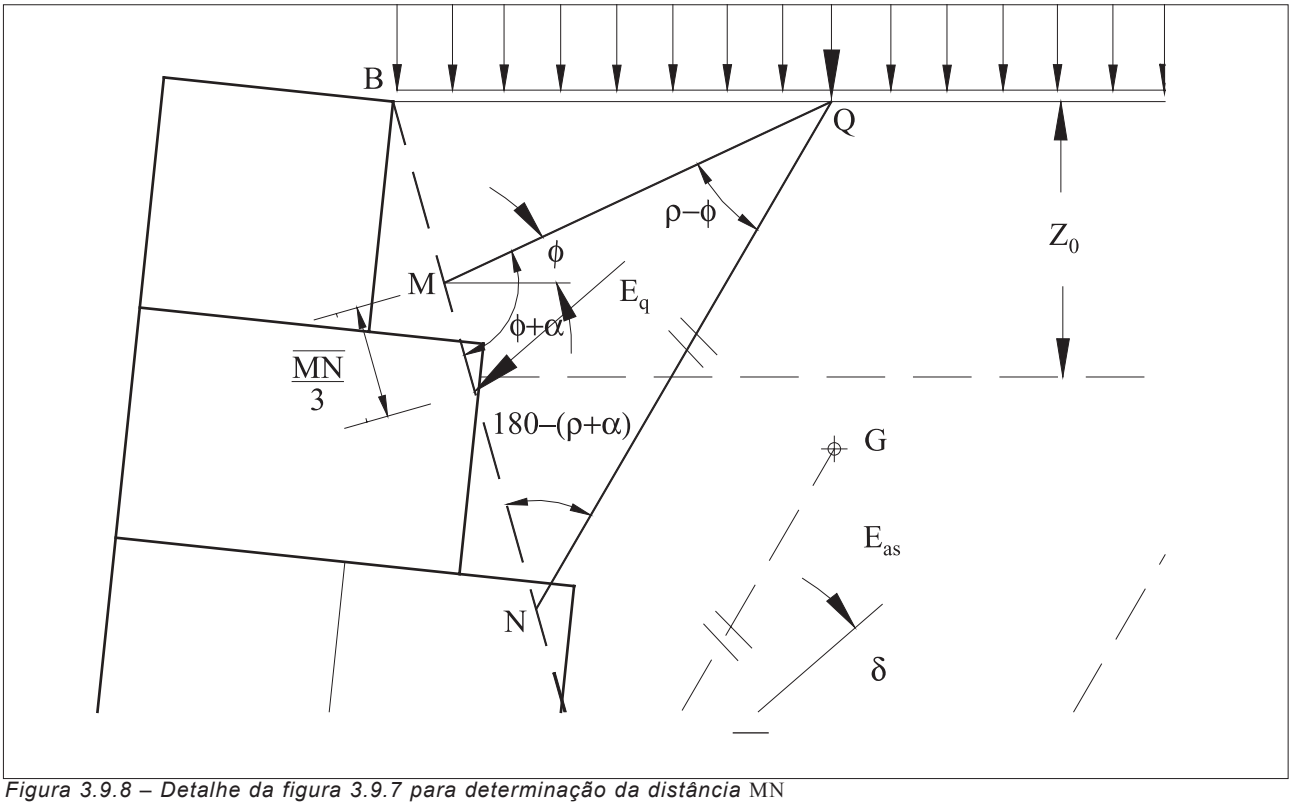


Figura 3.9.8 – Detalhe da figura 3.9.7 para determinação da distância MN

- Carga máxima admissível: $q_{adm} = 3{,}0\ kgf/cm^2$.

$$E_{F_w} = F_w \cdot \frac{\cos(\rho_{crit} - \phi)}{\text{sen}(\alpha - \rho_{crit} - \phi - \delta)} \quad (192)$$

$$E_{F_w} = 0{,}71 \cdot \frac{\cos(59{,}70 - 25)}{\text{sen}(74{,}20 - 59{,}70 - 25 - 25)} = 0{,}59 tf/m$$

$$E_{as} = P \cdot \frac{\text{sen}(\rho_{crit} - \phi)}{\text{sen}(\alpha - \rho_{crit} - \phi - \delta)} - \left[C \cdot \frac{\cos\phi}{\text{sen}(\alpha - \rho_{crit} - \phi - \delta)} \right] \quad (193)$$

$$E_{as} = P \cdot \frac{\text{sen}(\rho_{crit} - \phi)}{\text{sen}(\alpha - \rho_{crit} - \phi - \delta)} - \left[c \cdot \overline{AD} \cdot \frac{\cos\phi}{\text{sen}(\alpha - \rho_{crit} - \phi - \delta)} \right] \quad (194)$$

$$\overline{AD'} = \sqrt{(H - Z_0)^2 + \left[(H - Z_0) \cdot \tan(90^o - \rho_{crit})\right]^2} \quad (195)$$

$$\overline{AD'} = \sqrt{(5{,}18 - 1{,}19)^2 + \left[(5{,}18 - 1{,}19) \cdot \tan(90 - 59{,}70)\right]^2} = 4{,}62m$$

$$E_{as} = 20{,}23 \cdot \frac{\text{sen}(59{,}70 - 25)}{\text{sen}(74{,}20 - 59{,}70 - 25 - 25)} - \left[1 \cdot 4{,}62 \cdot \frac{\cos 25}{\text{sen}(74{,}20 - 59{,}70 - 25 - 25)} \right]$$

$$E_{as} = 11 \cdot 54 - 4{,}21 = 7{,}36 tf/m$$

• Para os gabiões considerou-se:

- Peso específico da rocha de enchimento: $\gamma_p = 2{,}60\ tf/m^3$.

Empuxo	Valor	H_E
E_{as}	7,36tf/m	1,92m
E_q	2,17tf/m	3,93m
E_{F_w}	0,59tf/m	4,39m

Tabela 3.9.2 - Empuxos causados pelo solo e pelas duas parcelas da sobrecarga

- Porosidade: $n = 30\%$.

$H_{E_a} = 2{,}49m$

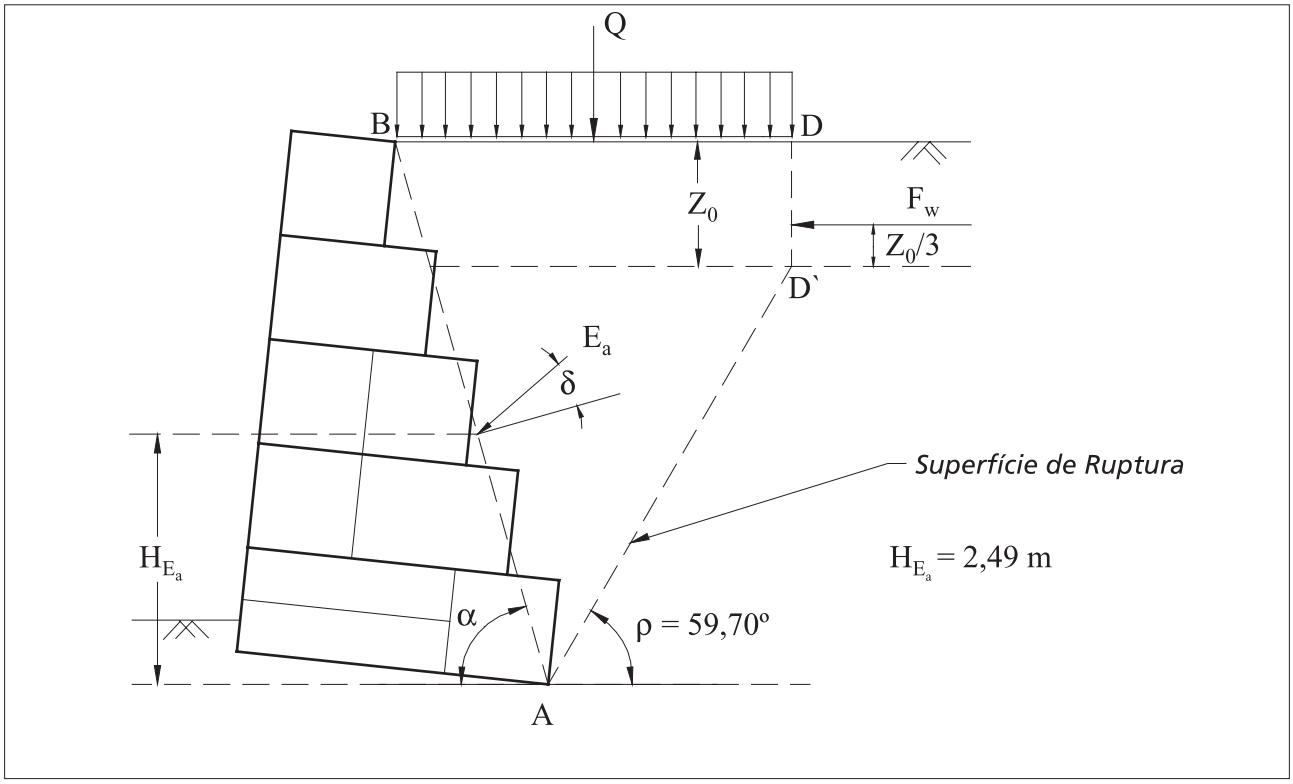


Figura 3.9.9 - Ponto de aplicação do empuxo ativo

A superfície superior do maciço arrimado é horizontal "$i = 0$" e sobre ela está aplicada uma carga uniformemente distribuída "$q = 1{,}0tf/m^2$".

3.9.1.2 Superfície de aplicação do empuxo ativo

A superfície de aplicação do empuxo ativo é tomada como o plano médio que une as

$$\gamma_g = \gamma_p \cdot (1 - n) \quad (196)$$

$$\gamma_g = 2{,}60 \cdot (1 - 0{,}30) = 1{,}82 tf/m^3$$

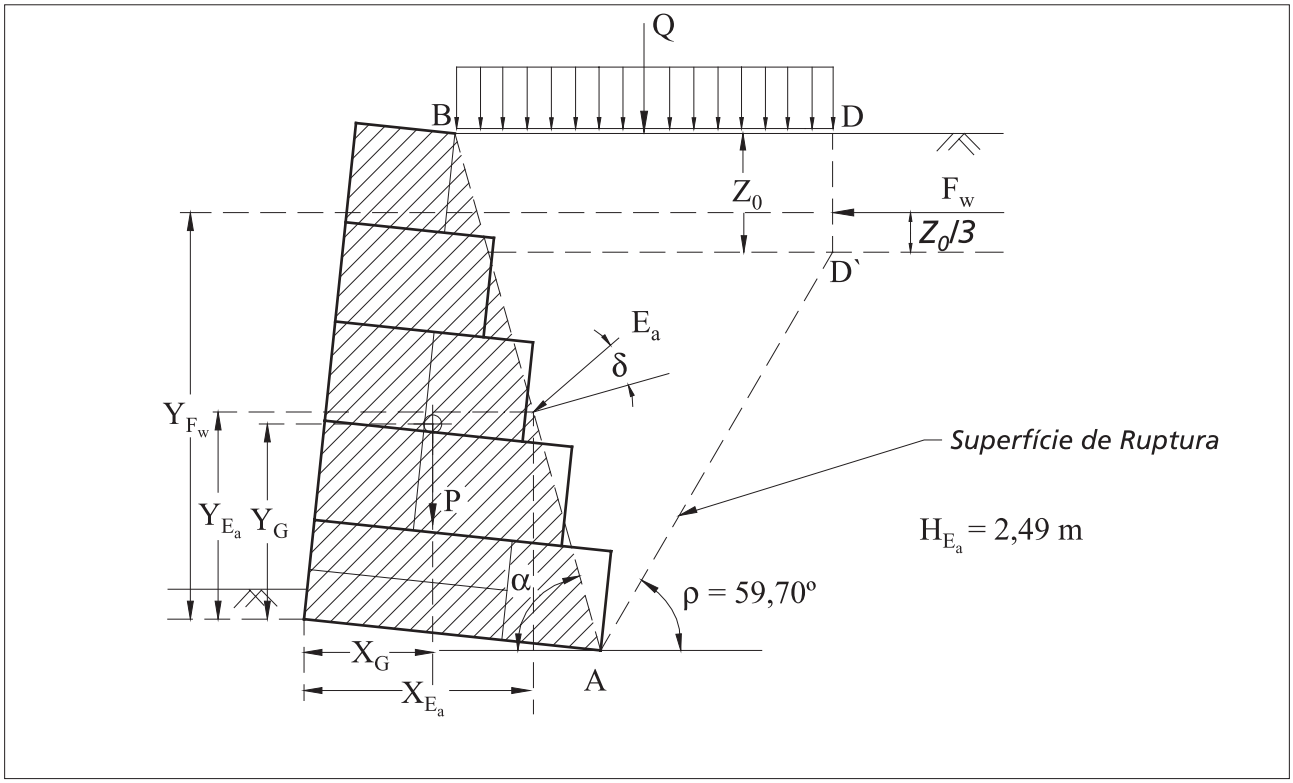


Figura 3.9.10 – Área considerada e braços de momento das forças

$$S = h \cdot a + \frac{(B - a) \cdot h}{2} \quad (197)$$

$$S = 5{,}00 \cdot 1{,}00 + \frac{(3{,}00 - 1) \cdot 5}{2} = 10{,}0 m^2$$

$$P = \gamma_g \cdot S \quad (198)$$

$$P = 1{,}82 \cdot 10 = 18{,}2 tf/m$$

extremidades inferior e superior internas das camadas de gabiões da base e do topo do muro, como mostrado na figura 3.9.3 juntamente com as forças que agem sobre a estrutura.

$$x'_G = \frac{\frac{1}{2} . a^2 . h + \frac{1}{6} . h . (B^2 + a . B - 2 . a^2)}{S} \quad (199)$$

$$x'_G = \frac{\frac{1}{2} . 1{,}00^2 . 5{,}00 + \frac{1}{6} . 5{,}00 . (3{,}00^2 + 1{,}00 . 3{,}00 - 2 . 1{,}00^2)}{10} = 1{,}08m$$

O ângulo “α“ (figura 3.9.3) entre o plano de aplicação do empuxo ativo e a horizontal é

$$y'_G = \frac{\frac{1}{2} . a . h^2 + \frac{1}{6} . h^2 .(B - a)}{S} \quad (200)$$

$$y'_G = \frac{\frac{1}{2} . 1{,}00 . 5{,}00^2 + \frac{1}{6} . 5{,}00^2 .(3{,}00 - 1{,}00)}{10} = 2{,}08m$$

$$x_G = x'_G . \cos \beta + y'_G . \text{sen } \beta \quad (201)$$

$$x_G = 1{,}08 . \cos 6^o + 2{,}08 . \text{sen } 6^o = 1{,}29m$$

definido como:

$$y_G = x'_G . \text{sen } \beta + y'_G . \cos \beta \quad (202)$$

$$y_G = 1{,}08 . \text{sen } 6^o + 2{,}08 . \cos 6^o = 1{,}96m$$

sendo a altura total "H" dada por:

$$N = P \cdot \cos \beta + E_a \cdot \cos (\alpha - \delta - \beta) \quad (203)$$

$$N = 18{,}20 \cdot \cos 6^o + 10{,}12 \cdot \cos (74{,}20 - 25 - 6) = 25{,}48 tf/m$$

3.9.1.3 Cálculo do empuxo ativo "E_a"

$$T_d = N \cdot \tan \delta^* \quad (204)$$

$$T_d = 25{,}48 \cdot \tan 25 = 11{,}88 tf/m$$

$$F_d = \frac{T_d}{E_a \cdot \text{sen} (\alpha - \delta - \beta) - P \cdot \text{sen} \beta} \quad (205)$$

$$F_d = \frac{11{,}88}{10{,}12 \cdot \text{sen} (74{,}20 - 25 - 6) - 18{,}20 \cdot \text{sen} 6} = 2{,}36 > 1{,}50$$

O empuxo ativo "E_a", neste caso, pode ser calculado pela teoria de Coulomb, porém será realizada uma análise considerando o método do equilíbrio limite.

$$x_{E_a} = B \cdot \cos \beta - H_{E_a} \cdot \tan (90 - \alpha) \quad (206)$$

$$x_{E_a} = 3 \cdot \cos 6^o - 2{,}49 \cdot \tan (90 - 74{,}20) = 2{,}28m$$

Tomando-se o valor do ângulo de atrito entre o solo e o muro "$\delta = \phi$", "$i = 0$", tendo em conta

$$y_{E_a} = H_{E_a} - B \cdot \text{sen} \beta \quad (207)$$

$$y_{E_a} = 2{,}49 - 3 \cdot \text{sen} 6^o = 2{,}18m$$

as características de um solo coesivo como material de aterro e de fundação e computando

$$y_{F_w} = \frac{h \,.\, \text{sen}\, \alpha}{\text{sen}\,(\alpha - \beta)} - B \,.\, \text{sen}\, \beta - \frac{2}{3} \,.\, Z_0 \qquad (208)$$

$$y_{F_w} = \frac{5 \,.\, \text{sen}\, 74{,}20}{\text{sen}\,(74{,}20 - 6^{o})} - 3 \,.\, \text{sen}\, 6^{o} - \frac{2}{3} \,.\, 1{,}19 = 4{,}07\text{m}$$

a presença de uma sobrecarga, poderemos estimar o valor do empuxo ativo aplicado à estrutura.

$$M_{E_{ah}} = E_a \,.\, \cos\,(90 - \alpha + \delta) \,.\, y_{E_a} + F_w \,.\, y_{Fw} \qquad (209)$$

$$M_{E_{ah}} = 10{,}12 \,.\, \cos\,(90 - 74{,}2 + 25) \,.\, 2{,}18 + 0{,}71 \,.\, 4{,}07 = 19{,}59\text{tf/m}$$

Devido à coesão do solo de aterro, teremos a ocorrência de fendas de tração, que na pior

$$M_p = P \,.\, x_G \qquad (210)$$

$$M_p = 18{,}20 \,.\, 1{,}29 = 23{,}48\text{tf/m}$$

$$M_{E_{av}} = Ea \,.\, \text{sen}\,(90 - \alpha + \delta) \,.\, x_{E_a} \qquad (211)$$

$$M_{E_{av}} = 10{,}12 \,.\, \text{sen}\,(90 - 74{,}20 + 25) \,.\, 2{,}28 = 15{,}08\text{tf/m}$$

condição estarão preenchidas com água. A profundidade "z_0" dessas fendas de tração,

$$F_t = \frac{M_p + M_{E_{av}}}{M_{E_{ah}}} = \frac{23{,}48 + 15{,}08}{19{,}59} = 1{,}97 > 1{,}50$$

considerando a presença da sobrecarga uniforme "q" distribuída sobre o maciço, será dada por:

A força aplicada pela água "F_w" contra as paredes da fenda de tração então será:

$$d = \frac{M_p + M_{E_{av}} - M_{E_{ah}}}{N} \quad (212)$$

$$d = \frac{23{,}48 + 15{,}08 - 19{,}59}{25{,}48} = 0{,}74\text{m}$$

A força "C" devida à coesão do solo é dada por esta coesão "c" multiplicada pela área da

$$e = \frac{B}{2} - d = 0{,}76\text{m} > \frac{B}{6} = 0{,}50\text{m}$$

superfície de ruptura, conforme mostrado na figura 3.9.4.

$$q_{máx} = \frac{2\,.\,N}{3\,.\,d} \quad (213)$$

$$q_{máx} = \frac{2\,.\,25{,}48}{3\,.\,0{,}74} = 22{,}95\text{tf/m} < q_{adm} = 30{,}0\text{tf/m}$$

Assim, o empuxo ativo "E_a", considerando o método do equilíbrio limite, será determinado da seguinte maneira:

• traçam-se algumas superfícies de ruptura hipotéticas como mostrado na figura 3.9.4;

• analisa-se então o equilíbrio das várias cunhas formadas pelas superfícies de ruptura traçadas;

α	=	75,44º	y_{E_a}	=	1,18m	N	=	17,00tf/m
H	=	4,13m	P	=	11,76m	M_p	=	14,01tf/m
E_a	=	6,07tf/m^2	x_G	=	1,10m	M_{E_a}	=	$M_{E_{av}} - M_{E_{ah}}$ = 0,44tf/m
x_{E_a}	=	2,11tf/m^2	y_G	=	1,60m	d	=	0,85m

• o equilíbrio das forças que agem sobre a cunha de solo possibilita a determinação de "E_a"

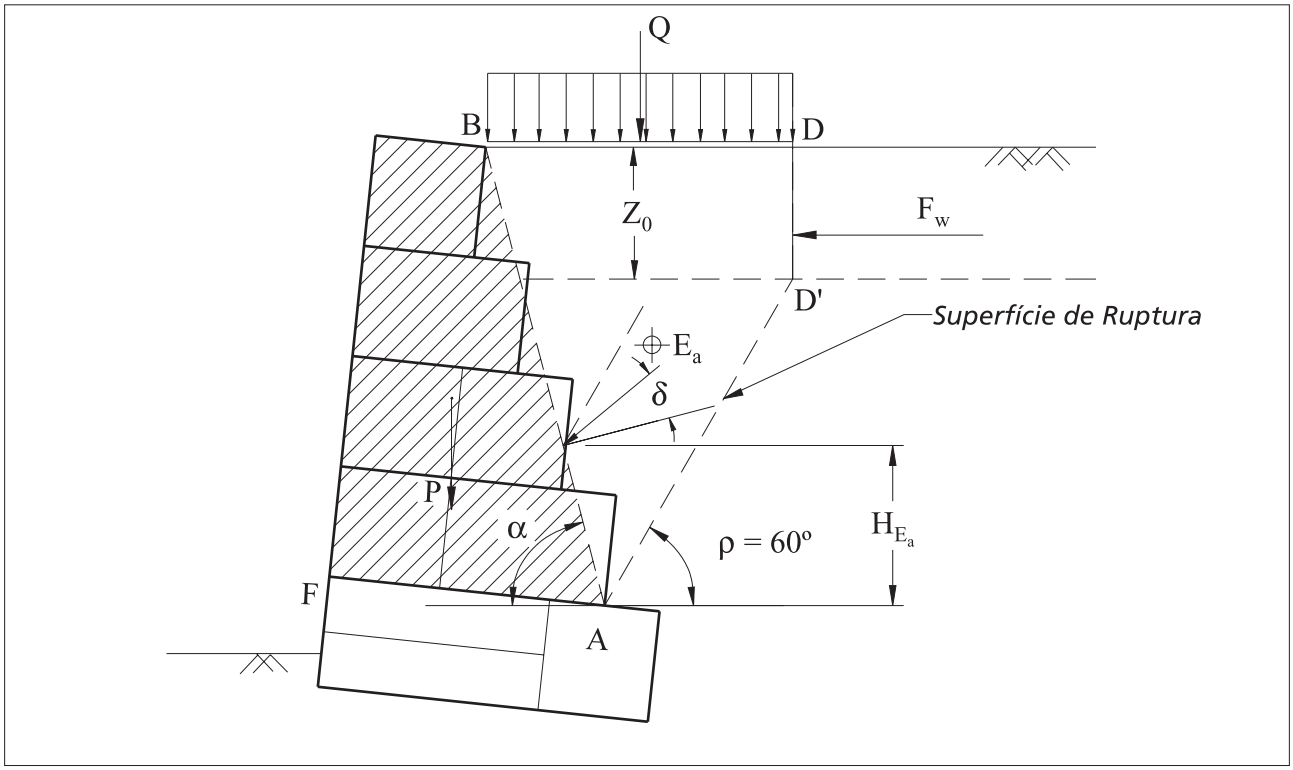


Figura 3.9.11 - Primeira seção intermediária, acima da base

para cada cunha analisada, conforme cálculo que segue.

$$\delta^* = 25 \,.\, \gamma_g - 10^o \quad (214)$$

$$\delta^* = 25 \,.\, 1{,}68 - 10^o = 32^o$$

onde "P" é o peso da cunha, "Q" é a parcela da sobrecarga que se encontra sobre ela, "F_w" é a pressão hidrostática aplicada pela água contida nas fendas de tração e "C" é a força

$$c_g = 0{,}30 \,.\, p_u - 0{,}50 = 2{,}08 \text{tf/m}$$

resistente gerada pela coesão (figura 3.9.4).

$$T_{adm} = N \,.\, \tan \delta^* + c_g \,.\, B \qquad (215)$$

$$T_{adm} = 16{,}00 \,.\, \tan 32 + 2{,}08 \,.\, 2{,}50 = 15{,}21 \text{tf/m}$$

Obtém-se assim os valores do empuxo ativo em função da superfície de ruptura, ou seja,

$$T = -\,P \,.\, \text{sen}\, \beta + E_a \,.\, \text{sen}\, (\alpha - \delta - \beta) \qquad (216)$$

$$T = -\,11{,}76 \,.\, \text{sen}\, 6^o + 6{,}06 \,.\, \text{sen}\, (75{,}44 - 25 - 6) = 3{,}01 \text{tf/m} < T_{adm}$$

$$q_{adm} = 50 \,.\, \gamma_g - 30 = 54{,}0 \text{tf/m}^2$$

variando-se o ângulo "ρ" (figura 3.9.5).

$$q_{máx} = \frac{N}{2 \,.\, d} = \frac{16}{2 \,.\, 0{,}66} = 12{,}12 \text{ tf/m}^2 < q_{adm}$$

3.9.1.4 Determinação de "E_a" para a cunha de solo formada com ρ = 70°

Seção	T_{adm} [tf/m]	T [tf/m]	q_{adm} [tf/m²]	$q_{máx}$ [tf/m²]
1	15,21	3,01	54,00	12,12
2	10,20	1,48	54,00	8,95
3	6,23	0,55	54,00	5,53
4	3,27	0,20	54,00	2,11

Tabela 3.9.3 - Resultados das verificações das seções intermediárias

a) Peso da cunha de solo "P" figura 3.9.5:

onde:

Assim temos:

b) Sobrecarga considerada "Q" figura 3.9.5:

c) Força devida à coesão do solo "C" figura 3.9.5:

onde:

$$x_0 = -0{,}64\text{m}$$

$$y_0 = 5{,}17\text{m}$$

$$R = 6{,}60\text{m}$$

Assim temos:

Portanto o valor de "E_a" para a cunha analisada "ρ = 70°" será:

$$F_g = 1{,}46$$

e

Os cálculos são repetidos para cada variação do ângulo "ρ". Os resultados estão mostrados na tabela 3.9.1.

Com estes valores construiu-se o gráfico mostrado na figura 3.9.6. Dali pode-se determinar a posição da cunha crítica e o valor do empuxo total:

Assim temos:

Para a determinação do ponto de aplicação de "E_a", os efeitos da sobrecarga "Q" e da força aplicada pela água contra as paredes da fenda de tração "F_w" devem ser separados do efeito do solo, sendo os empuxos gerados por tais forças determinados como indicado abaixo.

Para a sobrecarga:

Onde:

Assim temos:

Cujo ponto de aplicação será:

Para a força aplicada pela água contra as paredes da fenda de tração:

Para o solo teremos:

Onde:

Assim temos:

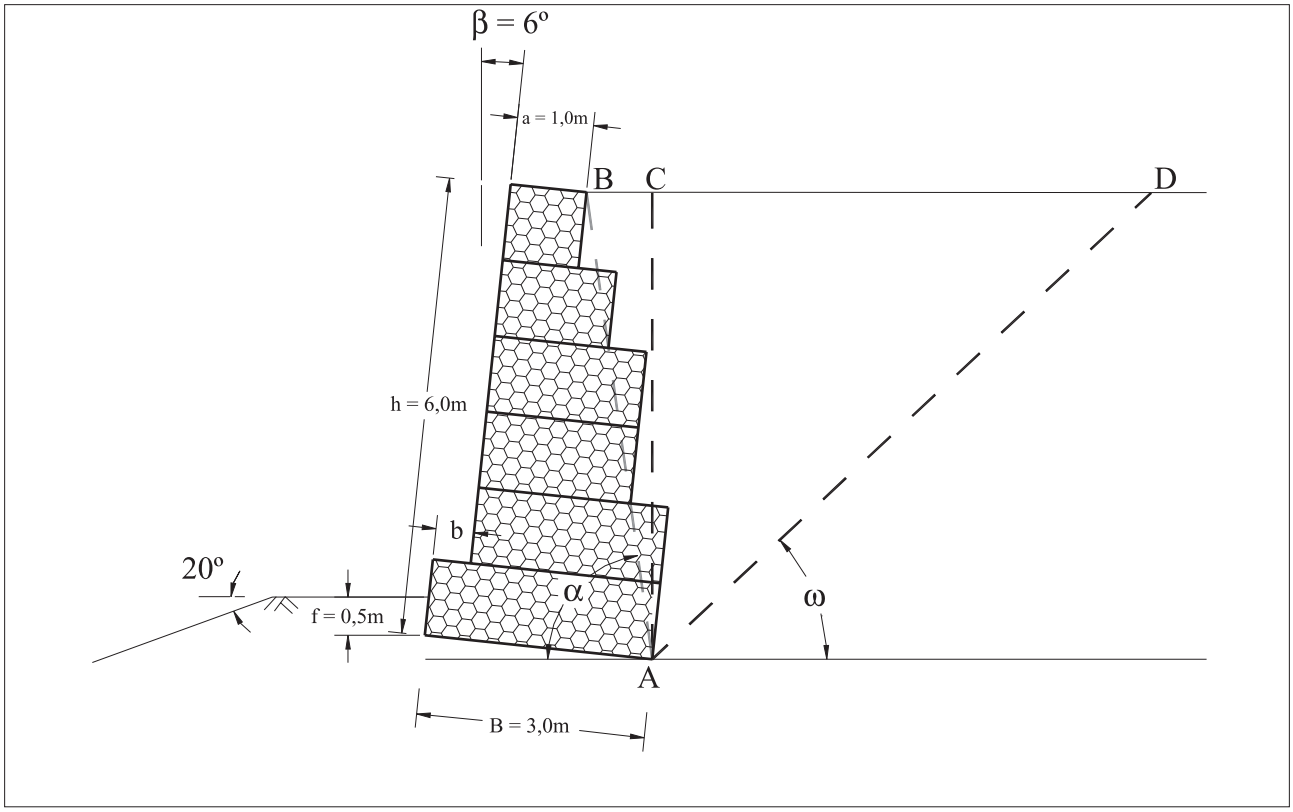


Figura 3.9.12 - Representação gráfica da seção crítica da estrutura construída

Figura 3.9.13 – Vista geral da obra um ano após sua conclusão (2003)

Os empuxos causados pelo solo e pelas duas parcelas da sobrecarga, assim como seus pontos de aplicação sobre o muro de arrimo, estão mostrados na figura 3.9.7 e relacionados na tabela 3.9.2 abaixo:

O ponto de aplicação do empuxo total pode ser determinado do centro de gravidade das forças acima. Assim obtém-se:

OBS.: O empuxo passivo gerado pela ficha de $0{,}30\text{m}$ foi totalmente desprezado, pois

$$\alpha = \arctan\left(\frac{h}{B - b - a}\right) + \beta = \arctan\left(\frac{6}{3 - 0{,}5 - 1}\right) + 6 = 82^{o}$$

durante todo o período de construção esta camada de solo não existiria.

$$H = \frac{h \,.\, \text{sen}\ a}{\text{sen}\ (\alpha - \beta)} = \frac{6 \,.\, \text{sen}\ 82}{\text{sen}\ (82 - 6)} = 6{,}12\text{m}$$

3.9.1.5 Peso da estrutura

O peso específico dos gabiões "γ_g" é dado por:

e a área "S" da seção transversal do muro é:

O peso total do muro "P" será então:

Para o cálculo da posição do centro de gravidade "G" do muro, determinam-se primeiramente as suas coordenadas para um sistema de eixos "x'" e "y'" alinhado com a base da estrutura:

e

As coordenadas "x_G" e "y_G" do centro de gravidade da seção são:

e

3.9.1.6 Segurança contra o escorregamento

A força normal "N" que age na base do muro é dada por:

$$E_a = P \cdot \frac{\text{sen}\,(\rho - \phi)}{\text{sen}\,(\alpha + \rho - \phi - \delta)} \qquad (217)$$

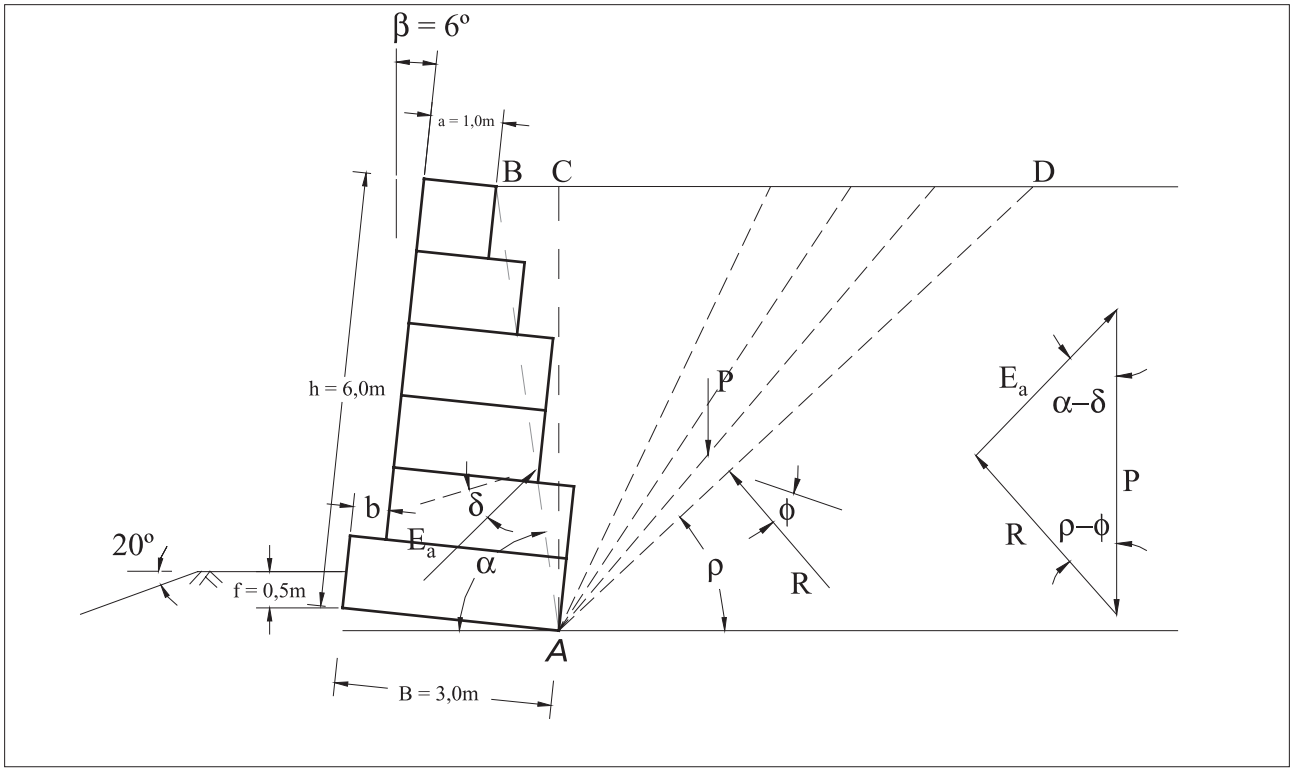


Figura 3.9.14 – Forças que atuam sobre a estrutura

Adotando-se o ângulo de atrito "δ^*" entre o solo de fundação e a base do muro como "$\delta^* = \phi = 25°$", a força de resistência disponível "T_d" será dada por:

O coeficiente de segurança contra o escorregamento é:

3.9.1.7 Segurança contra o tombamento

As coordenadas do ponto de aplicação do empuxo ativo "E_a" são:

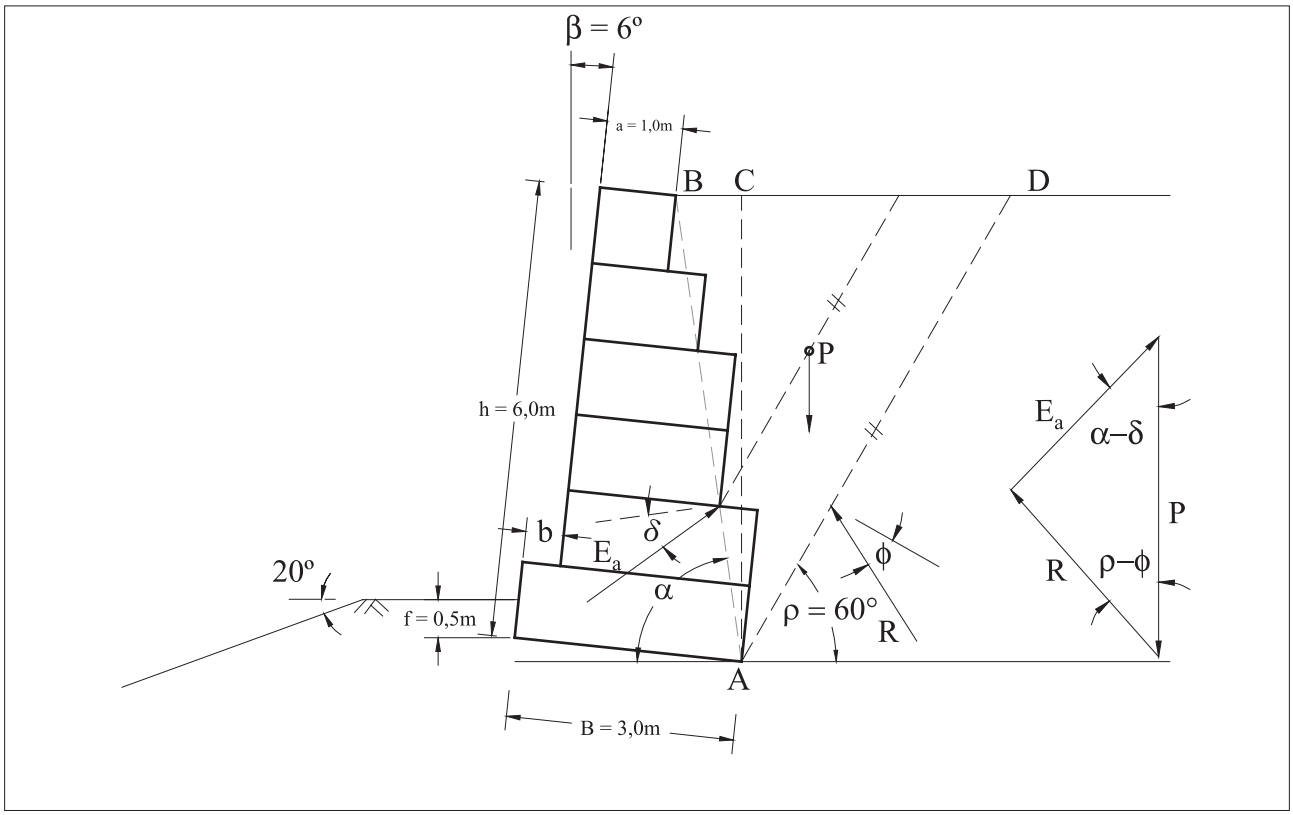


Figura 3.9.15 - Esquema estático para a situação $\rho = 60°$

e

$$P = (\text{Área } 01 + \text{Área } 02) \cdot \gamma_{solo} \tag{218}$$

Para o empuxo hidrostático necessitaremos da coordenada "y" do ponto de aplicação, que

$$\text{Área } 01\ (A, B, C) = 2{,}65\text{m}^2$$

$$\text{Área } 02\ (A, B, C) = 10{,}81\text{m}^2$$

vale:

$$P = (2{,}65 + 10{,}81) \,.\, 1{,}70 = 22{,}88 \text{tf/m}$$

O momento de tombamento será dado pelo momento da componente horizontal do

$$E_a = P \,.\, \frac{\text{sen}\,(\rho - \phi)}{\text{sen}\,(\alpha + \rho - \phi - \delta)} \qquad (219)$$

$$E_a = 22{,}88 \,.\, \frac{\text{sen}\,(60 - 28)}{\text{sen}\,(82 + 60 - 28 - 28)} = 12{,}15 \text{tf/m}$$

empuxo ativo, somado ao momento gerado pela força hidrostática aplicada à parede da

Cunha	P [tf/m]	Q [tf/m]	C [tf/m]
1	22,88	60,00	12,1548
2	23,63	59,00	12,2176
3	24,39	58,00	12,2631
4	25,17	57,00	12,2954
5	25,97	56,00	12,3132
6	26,30	55,60	12,3181
7	26,79	55,00	12,3154
8	27,63	54,00	12,3006
9	28,49	53,00	12,2674
10	29,37	52,00	12,2145
11	30,28	51,00	12,1445

Tabela 3.9.4 – Empuxos obtidos dos equilíbrios das cunhas

fenda de tração:

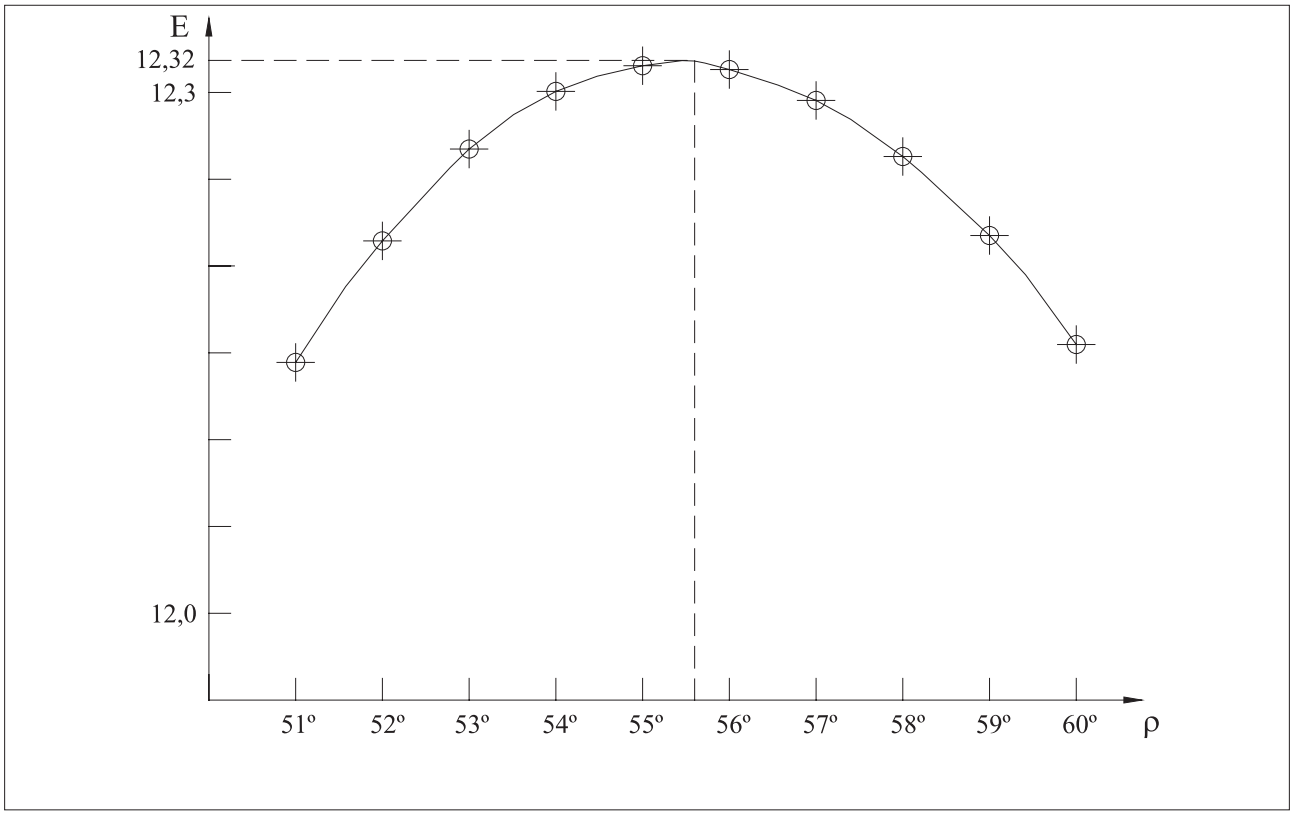


Figura 3.9.16 - Variação do empuxo com a superfície de ruptura

Os momentos resistentes são os momentos do peso próprio da estrutura e o momento da

$E_a = 12{,}32 tf/m$ e $\rho = 55{,}60º$

componente vertical do empuxo ativo:

e

O valor do coeficiente de segurança contra o tombamento é:

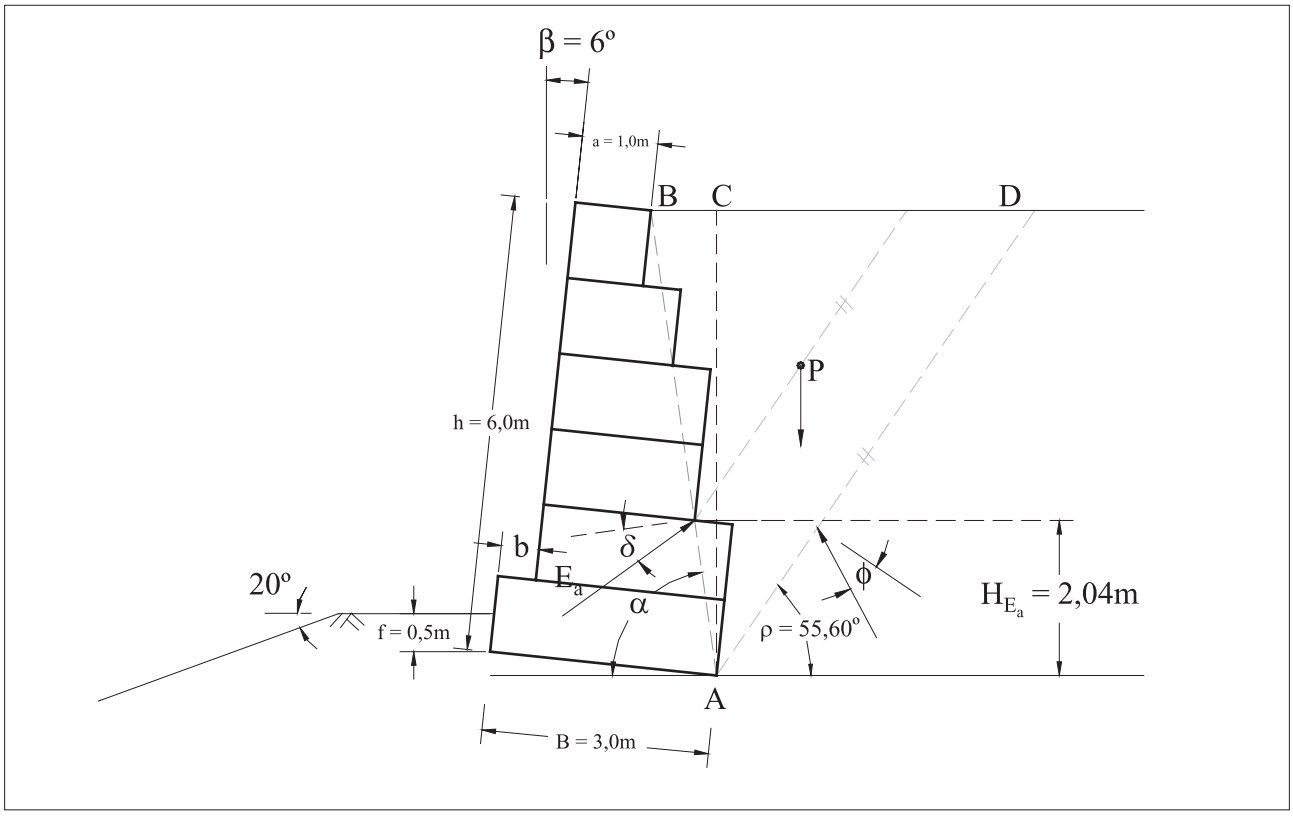


Figura 3.9.17 - Ponto de aplicação do empuxo

$$H_{E_a} = 2{,}04m$$

3.9.1.8 Pressões na fundação

A distância "d" entre o ponto de aplicação de "N" e o fulcro do tombamento é dada por:

e a excentricidade "e" é:

Assim, a pressão crítica na base será:

$$\gamma_g = \gamma_p \cdot (1 - n) \quad (220)$$

$$\gamma_g = 2{,}40 \cdot (1 - 0{,}30) = 1{,}68 tf/m^3$$

3.9.1.9 Seções intermediárias

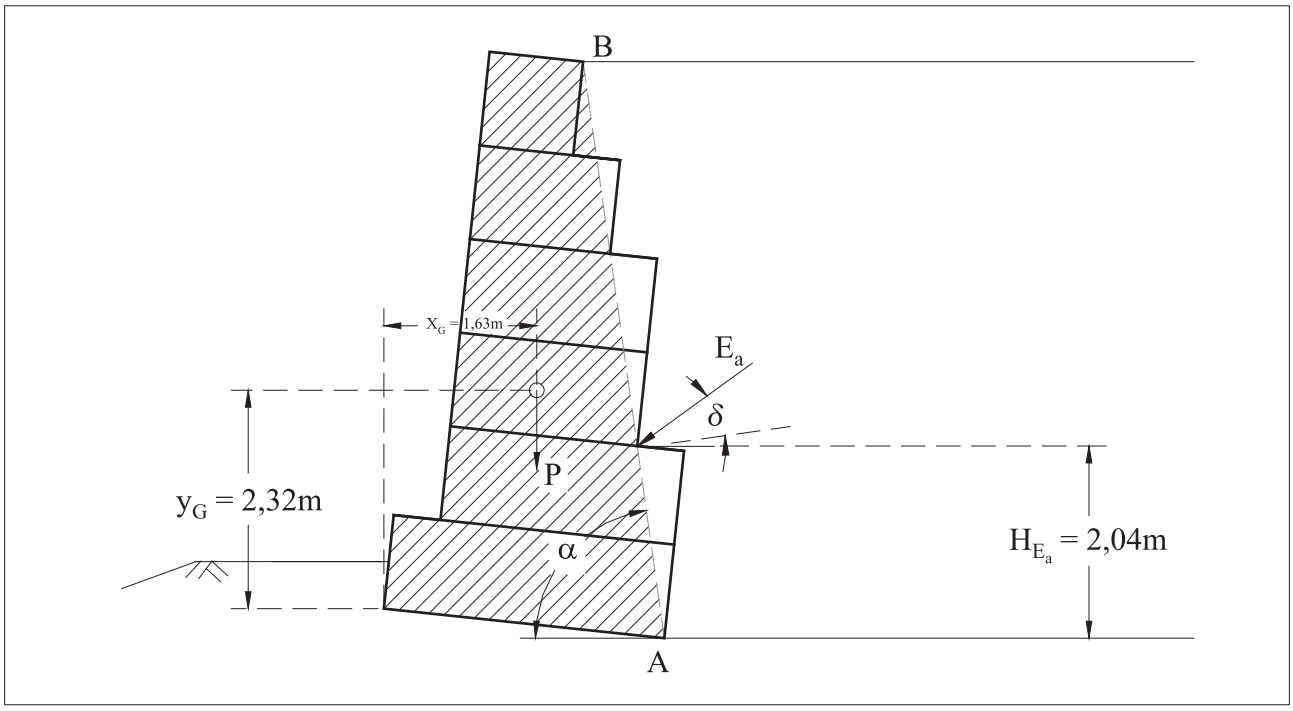


Figura 3.9.18 – Área considerada e braços de momento das forças

$$S = 0{,}5 + h \,.\, a + \frac{(B - 0{,}5 - a) \,.\, h}{2} \qquad (221)$$

$$S = 0{,}5 + 6{,}00 \,.\, 1{,}00 + \frac{(3{,}00 - 0{,}5 - 1) \,.\, 6}{2} = 11\text{m}^2$$

Para cada seção intermediária entre as camadas de gabiões são determinadas as tensões

$$P = \gamma_g \,.\, S \qquad (222)$$

$$P = 1{,}68 \,.\, 11 = 18{,}48\text{tf/m}$$

normais e de cisalhamento atuantes. Para isto são determinados o empuxo ativo e o peso

$$x'_G = \frac{\frac{1}{2} \,.\, a^2 . h + a \,.\, b \,.\, h + \frac{h \,.\, (B - b - a)^2}{6} + \frac{h \,.\, a\,(B - b - a)}{2} + \frac{h \,.\, b\,(B - b - a)}{2} + \frac{b^2 \,.\, (l)}{2}}{S} = 1{,}375\text{m}$$

dos gabiões situados acima da seção analisada.

$$y'_G = \frac{\frac{1}{2} . a . h^2 + \frac{1}{6} . h^2 .(B - b - a) + \frac{b . l^2}{2}}{S} \quad (223)$$

$$y'_G = \frac{\frac{1}{2} . 1{,}00 . 6{,}00^2 + \frac{1}{6} . 6{,}00^2 . (3{,}00 - 0{,}50 - 1{,}00) + \frac{0{,}50 . 1^2}{2}}{11} = 2{,}477\text{m}$$

Assim, para a primeira seção intermediária, acima da base (figura 3.9.11), calcula-se, de maneira análoga ao já mostrado:

$$x_G = x'_G . \cos\beta + y'_G . \text{sen}\,\beta \quad (224)$$

$$x_G = 1{,}375 . \cos 6^o + 2{,}477 . \text{sen}\, 6^o = 1{,}63\text{m}$$

As distâncias e momentos acima são determinados em relação ao fulcro de tombamento

$$y_G = x'_G . \text{sen}\,\beta + y'_G . \cos\beta \quad (225)$$

$$y_G = 1{,}375 . \text{sen}\, 6^o + 2{,}477 . \cos 6^o = 2{,}32\text{m}$$

da seção intermediária que se situa na extremidade inferior da seção, à frente do muro (ponto "F" na figura 3.9.10).

$$N = P . \cos\beta + E_a . \cos(\alpha - \delta - \beta) \quad (226)$$

$$N = 18{,}48 . \cos 6 + 12{,}32 . \cos(82 - 28 - 6) = 26{,}62\text{tf/m}$$

O ângulo de atrito disponível ao longo da seção intermediária "δ^*" é dado por:

$$T_d = N . \tan\delta^* \quad (227)$$

$$T_d = 26{,}62 . \tan 28 = 14{,}16\text{tf/m}$$

Para gabiões de 1,0m de altura e malha 8x10, o peso da rede metálica "$p_u = 8{,}6\ kgf/m^3$" e,

$$F_d = \frac{T_d}{E_a \,.\, sen\,(\alpha - \delta - \beta) - P \,.\, sen\, b} \qquad (228)$$

$$F_d = \frac{14{,}16}{12{,}32 \,.\, sen\,(82 - 28 - 6) - 18{,}48 \,.\, sen\, 6} = 1{,}96 > 1{,}50$$

assim, a coesão disponível na seção intermediária "c_g"será:

$$x_{E_a} = B \,.\, cos\, \beta - H_{E_a} \,.\, tan\,(90 - \alpha) \qquad (229)$$

$$x_{E_a} = 3 \,.\, cos\, 6 - 2{,}04 \,.\, tan\,(90 - 82) = 2{,}70m$$

$$y_{E_a} = H_{E_a} - B \,.\, sen\, \beta \qquad (230)$$

$$y_{E_a} = 2{,}04 - 3 \,.\, sen\, 6 = 1{,}73m$$

$$M_{E_{ah}} = E_a \,.\, cos\,(90 - \alpha + \delta) \,.\, y_{E_a} \qquad (231)$$

$$M_{E_{ah}} = 12{,}32 \,.\, cos\,(90 - 82 + 28) \,.\, 1{,}73 = 17{,}24tf/m$$

$$M_p = P \,.\, x_G \qquad (232)$$

$$M_p = 18{,}48 \,.\, 1{,}63 = 30{,}12tf/m$$

A máxima força de cisalhamento admissível "T_{adm}", ao longo da seção será:

$$M_{E_{av}} = E_a \,.\, \text{sen}\,(90 - \alpha + \delta) \,.\, x_{E_a} \tag{233}$$

$$M_{E_{av}} = 12{,}32 \,.\, \text{sen}\,(90 - 82 + 28) \,.\, 2{,}70 = 19{,}5\text{tf/m}$$

e a força de cisalhamento "T", que atua na seção é:

$$F_t = \frac{M_p + M_{E_{av}}}{M_{E_{av}}} = \frac{30{,}12 + 19{,}55}{17{,}24} = 2{,}88 > 1{,}50$$

A máxima tensão normal admissível na seção intermediária "q_{adm}" vale:

e a máxima tensão normal "$q_{máx}$" que age na seção é:

$$d = \frac{M_p + M_{E_{av}} - M_{E_{ah}}}{N} \tag{234}$$

$$d = \frac{30{,}12 + 19{,}55 - 17{,}24}{26{,}64} = 1{,}22\text{m}$$

Repetindo-se o mesmo cálculo para as outras seções intermediárias obtém-se a tabela

$$e = \frac{B}{2} - d = 0{,}28\text{m} > \frac{B}{6} = 0{,}50\text{m}$$

3.9.3 a seguir.

$$q_{máx} = \frac{N}{B} \cdot \left(1 + 6 \cdot \frac{e}{B}\right) \quad (235)$$

$$q_{máx} = \frac{26,64}{3} \cdot \left(1 + 6 \cdot \frac{0,28}{3}\right) = 13,85 tf/m^2 < q_{adm} = 15,0 tf/m^2$$

3.9.1.10 Estabilidade global

A verificação da estabilidade global do conjunto solo/estrutura de arrimo é geralmente executada pelo método de Bishop, que analisa a ruptura ao longo de superfícies de ruptura cilíndricas que contornam o muro de gabiões.

Para a execução desta análise, normalmente são empregados programas de computador, pois a busca da superfície de ruptura mais crítica é bastante trabalhosa.

α	=	79,30º	y_{E_a}	=	1,45m	N	=	26,41tf/m
H	=	5,13m	P	=	14,70m	M_p	=	21,11tf/m
E_a	=	$9,22 tf/m^2$	x_G	=	1,15m	M_{E_a}	=	$M_{E_{av}} - M_{E_{ah}} = 2,02 tf/m$
x_{E_a}	=	$2,16 tf/m^2$	y_G	=	2,03m	d	=	0,90m

O programa de análise GawacWin® realiza estes cálculos de maneira automática e para este caso fornece os seguintes resultados para a superfície cilíndrica mais crítica:

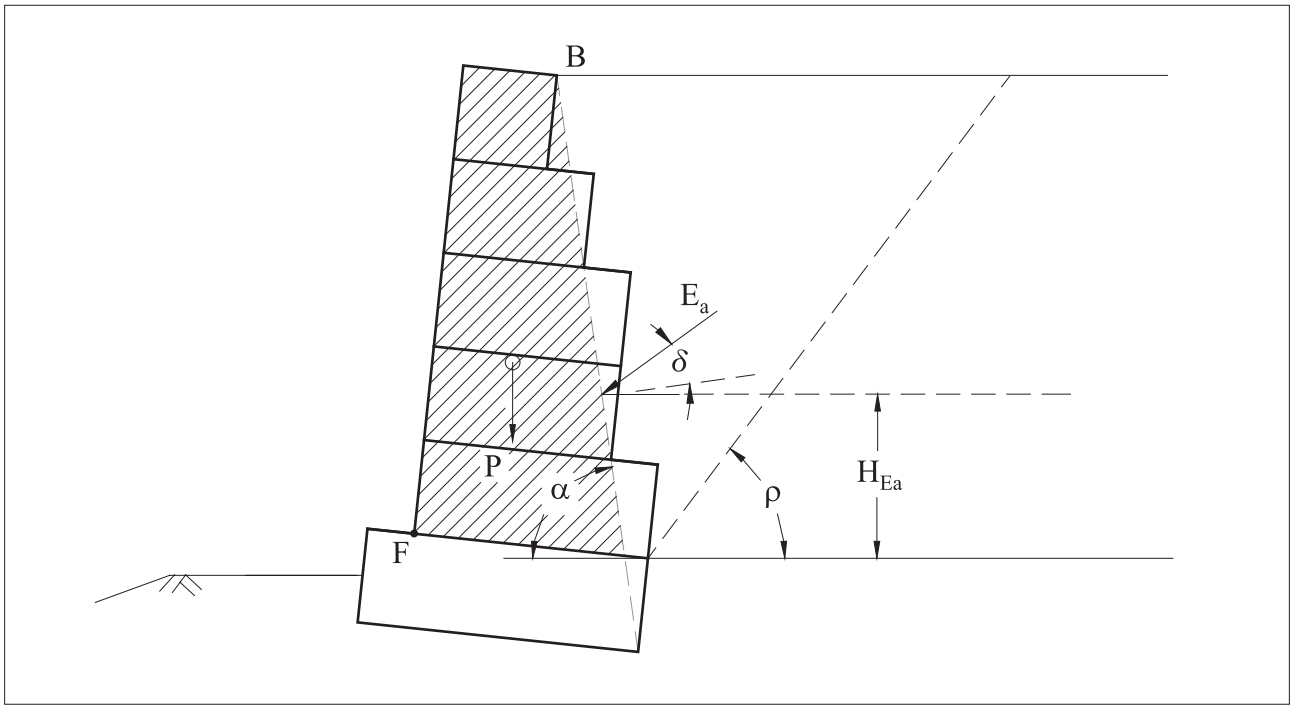


Figura 3.9.19 - Primeira seção intermediária, acima da base

Onde "x_0" e "y_0" são as coordenadas do centro da superfície crítica em relação ao fulcro do

$$\delta^* = 25 \,.\, \gamma_g - 10^o \quad (236)$$

$$\delta^* = 25 \,.\, 1{,}68 - 10^o = 32^o$$

tombamento e "R" é o raio.

O coeficiente de segurança contra a ruptura global "F_g" obtido é:

$$c_g = 0{,}30 \,.\, p_u - 0{,}50 = 2{,}08 tf/m^2$$

$$T_{adm} = N \,.\, \tan \delta^* + c_g \,.\, B \quad (237)$$

$$T_{adm} = 21{,}11 \,.\, \tan 32 + 2{,}08 \,.\, 2{,}50 = 18{,}39 tf/m$$

3.9.2 Caso 02

$$T = P \,.\, \text{sen}\, \beta + E_a \,.\, \text{sen}\, (\alpha - \delta - \beta) \tag{238}$$

$$T = 14{,}70 \,.\, \text{sen}\, 6 + 9{,}22 \,.\, \text{sen}\, (79{,}30 - 28 - 6) = 5{,}02\text{tf/m} < T_{adm}$$

Como segundo caso prático será analisada a estabilidade de um muro de gabiões

$$q_{adm} = 50 \,.\, \gamma_g - 30 = 54{,}0\text{tf/m}^2$$

construído na cidade de São José, na Costa Rica, no bairro “Cerro Real”. A estrutura tem

$$q_{máx} = \frac{N}{2 \,.\, d} = \frac{21{,}11}{2 \,.\, 0{,}90} = 11{,}72\text{tf/m}^2 < q_{adm}$$

como finalidade a formação de patamares em terreno acidentado.

Seção	T_{adm} [tf/m]	T [tf/m]	q_{adm} [tf/m^2]	$q_{máx}$ [tf/m^2]
1	18,39	5,02	54,00	11,73
2	12,72	3,01	54,00	9,01
3	10,44	1,62	54,00	5,84
4	6,30	0,58	54,00	3,64
5	3,27	0,05	54,00	1,83

Tabela 3.9.5 - Resultados das verificações das seções intermediárias

A figura 3.9.12 mostra a geometria do muro e do maciço.

3.9.2.1 Dados do problema

Para a verificação da estabilidade do muro de contenção em gabiões detalhado na figura

3.9.12, foram realizados ensaios e sondagens de reconhecimento no local da obra, sendo definidas as seguintes características:

$$x_0 = -2{,}19\text{m}$$

$$y_0 = 8{,}03\text{m}$$

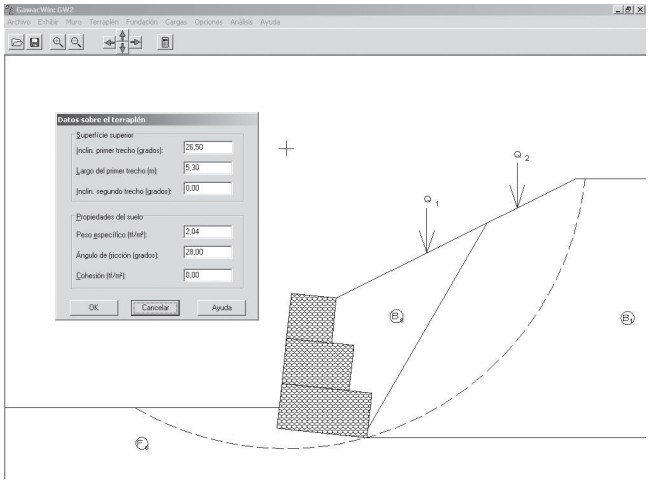
$$R = 9{,}89\text{m}$$

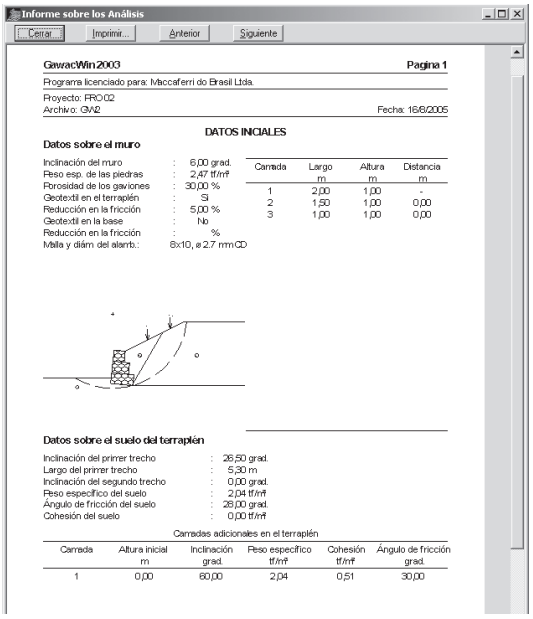
• **Maciço arrimado:**

- Peso específico do solo: $\gamma = 1{,}70\text{tf/m}^3$.

- Ângulo de atrito interno: $\phi = 28°$.

$$F_g = 1{,}24$$





- Coesão: $c = 0\text{t/m}^2$.

• **Fundação: mesmas características anteriormente apresentadas e**

- Profundidade da ficha: $f = 0{,}50m$.

- Pressão admissível: $K_S = 15t/m^2$.

• **Para os gabiões considerou-se:**

- Peso específico da rocha de enchimento: $\gamma_p = 2{,}40tf/m^3$.

- Porosidade: $n = 30\%$.

A superfície superior do maciço arrimado é horizontal "$i = 0$".

3.9.2.2 Superfície de aplicação do empuxo ativo

A superfície de aplicação do empuxo ativo é definida a seguir e mostrada na figura 3.9.14 juntamente com as forças que agem sobre a estrutura.

O ângulo "α" (figura 3.9.12) entre o plano de aplicação do empuxo ativo e a horizontal é definido como:

sendo a altura total "H" dada por:

3.9.2.3 Cálculo do empuxo ativo "E_a"

Como no caso anterior, o empuxo ativo "E_a" será calculado considerando o Método do Equilíbrio Limite.

Tomando-se o valor do ângulo de atrito entre o solo e o muro "$\delta = \phi$", "$i = 0$", tendo em conta as características dos solos de aterro e de fundação anteriormente apresentadas, poderemos estimar o valor do empuxo ativo aplicado à estrutura.

Como já explicado, o empuxo ativo "E_a", considerando o método do equilíbrio limite, será determinado da seguinte maneira:

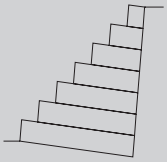
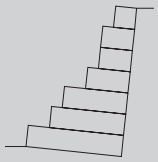
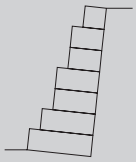
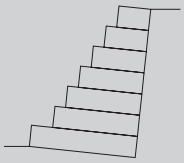
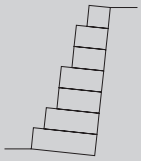
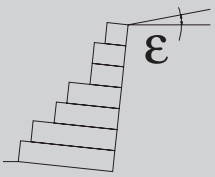
• traçam-se algumas superfícies de ruptura hipotéticas como mostrado na figura 3.9.15;

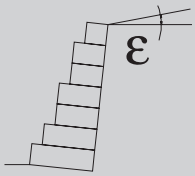
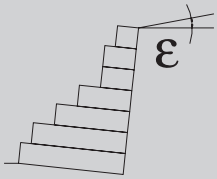
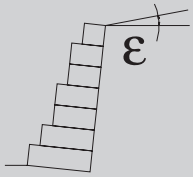
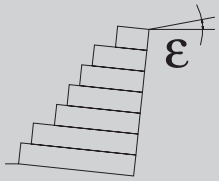
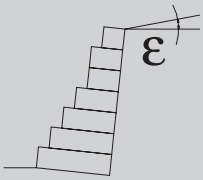
• analisa-se então o equilíbrio das várias cunhas formadas pelas superfícies de ruptura traçadas;

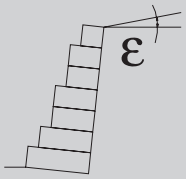
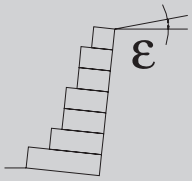
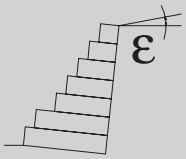
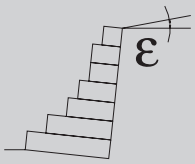
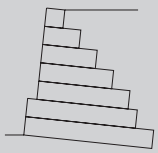
• o equilíbrio das forças que agem sobre a cunha de solo possibilita a determinação de "E_a" para cada cunha analisada, conforme a fórmula:

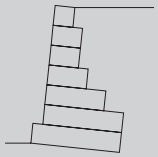
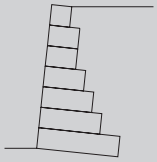
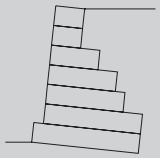
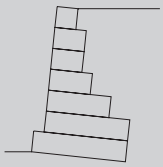
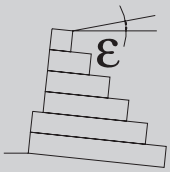
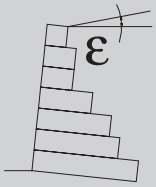
Onde "P" é o peso da cunha de solo formada entre a superfície de ruptura e a superfície

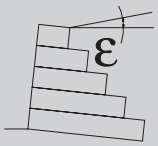
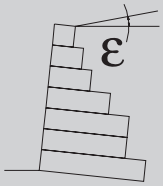
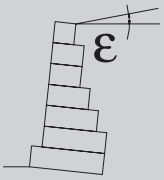
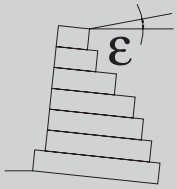
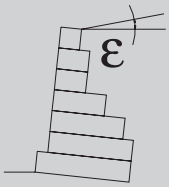
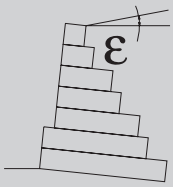
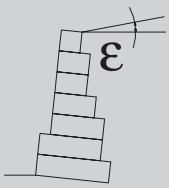
3.11 Tabelas de rápida verificação:

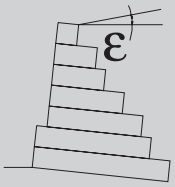
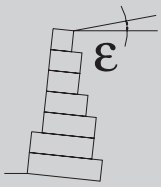
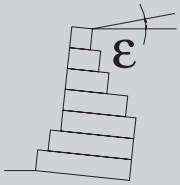
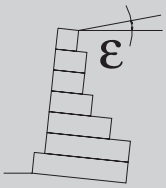
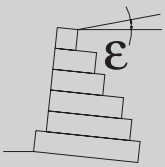
ε	h_s	$\phi = \delta$	Seção	h	B	η'	η''	σ_1	σ_2
0	0	20		1	1,0	13,49	2,55	0,15	0,20
				2	2,0	11,64	1,95	0,14	0,41
				3	3,0	10,84	1,75	0,15	0,53
				4	4,0	10,41	1,65	0,17	0,77
				5	5,0	10,14	1,59	0,19	0,94
				6	6,0	9,96	1,55	0,21	1,11
				7	6,5	8,55	1,50	0,34	1,27
0	0	25		1	1,0	17,23	3,94	0,14	0,22
				2	1,5	8,57	2,56	0,18	0,45
				3	1,5	3,92	1,89	0,54	0,50
				4	2,0	3,67	1,63	0,53	0,67
				5	3,0	4,59	1,58	0,31	0,90
				6	3,5	4,24	1,53	0,46	0,99
				7	4,5	4,82	1,53	0,37	1,16
0	0	30		1	1,0	21,98	5,99	0,13	0,23
				2	1,5	10,94	3,88	0,14	0,48
				3	1,5	5,01	2,87	0,41	0,63
				4	2,0	4,68	2,47	0,36	0,84
				5	2,0	3,25	2,17	0,75	0,88
				6	2,5	3,22	2,01	0,75	0,99
				7	3,0	3,23	1,91	0,76	1,13
0	1	25		1	1,5	10,87	2,09	0,18	0,21
				2	2,0	6,61	1,86	0,27	0,41
				3	2,5	5,37	1,72	0,86	0,59
				4	3,0	4,75	1,63	0,45	0,75
				5	3,5	4,39	1,56	0,55	0,39
				6	4,0	4,14	1,52	0,65	1,03
				7	5,0	4,67	1,51	0,50	1,25
5	0	20		1	1,0	5,83	2,23	0,21	0,20
				2	1,5	4,63	2,12	0,29	0,39
				3	1,5	2,71	1,86	0,79	0,34
				4	2,0	2,84	1,77	0,74	0,55
				5	2,0	2,16	1,65	1,38	0,37
				6	2,5	2,27	1,59	1,32	0,53
				7	3,0	2,37	1,57	1,30	0,70
5	0	25		1	1,0	12,51	2,36	0,16	0,20
				2	2,0	10,82	1,81	0,15	0,41
				3	3,0	10,08	1,62	0,16	0,59
				4	4,0	9,68	1,53	0,18	0,76
5	0	30		1	1,0	16,16	3,69	0,15	0,22
				2	1,5	8,05	2,40	0,19	0,44
				3	1,5	3,70	1,78	0,57	0,48
				4	2,5	4,90	1,64	0,28	0,76
				5	3,0	4,39	1,55	0,42	0,86
				6	4,0	5,03	1,54	0,31	1,04
				7	4,5	4,67	1,51	0,47	1,15

ε	h_s	$\phi = \delta$	Seção	h	B	η'	η''	σ_1	σ_2
5	0	30		1	1,0	20,79	5,65	0,13	0,23
				2	1,5	10,36	3,67	0,15	0,48
				3	1,5	4,76	2,72	0,43	0,61
				4	2,0	4,45	2,35	0,38	0,82
				5	2,0	3,09	2,06	0,81	0,84
				6	2,5	3,07	1,91	0,82	0,95
				7	3,0	3,08	1,82	0,83	1,08
10	0	20		1	1,5	31,20	3,14	0,15	0,21
				2	2,5	17,63	2,14	0,14	0,44
				3	3,5	13,97	1,81	0,15	0,65
				4	4,5	12,27	1,65	0,17	0,83
				5	5,0	9,37	1,51	0,29	1,00
10	0	25		1	1,0	14,96	3,41	0,15	0,22
				2	1,5	7,48	2,22	0,20	0,44
				3	1,5	3,45	1,65	0,62	0,45
				4	2,5	4,56	1,53	0,32	0,74
				5	3,5	5,23	1,51	0,27	0,89
				6	4,5	5,73	1,52	0,27	1,04
				7	5,0	5,24	1,50	0,42	1,17
10	0	30		1	1,0	19,48	5,28	0,14	0,23
				2	1,5	9,74	3,44	0,15	0,48
				3	1,5	4,49	2,55	0,46	0,60
				4	2,0	4,20	2,21	0,42	0,80
				5	2,0	2,92	1,94	0,89	0,79
				6	2,5	2,91	1,80	0,90	0,89
				7	3,0	2,92	1,72	0,92	1,02
10	1	25		1	1,5	9,56	1,82	0,18	0,21
				2	2,5	8,95	1,82	0,19	0,44
				3	3,0	6,70	1,72	0,31	0,62
				4	3,5	5,66	1,63	0,41	0,79
				5	4,0	5,04	1,55	0,52	0,95
				6	5,0	5,52	1,53	0,42	1,17
				7	5,5	5,09	1,50	0,55	1,30
10	1	30		1	1,0	5,27	2,00	0,22	0,20
				2	1,5	4,19	1,90	0,22	0,20
				3	1,5	2,45	1,64	0,89	0,27
				4	2,0	2,58	1,59	0,85	0,47
				5	2,5	2,64	1,56	0,90	0,61
				6	3,0	2,69	1,54	0,97	0,74
				7	3,5	2,72	1,53	1,05	0,86
15	0	25		1	1,0	13,56	3,08	0,15	0,22
				2	1,5	6,81	2,02	0,21	0,43
				3	2,0	5,09	1,66	0,31	0,59
				4	3,0	5,81	1,57	0,24	0,77
				5	4,0	6,26	1,55	0,23	0,93
				6	5,0	6,59	1,54	0,24	1,09
				7	6,0	6,20	1,55	0,57	0,95

ε	h_s	$\phi = \delta$	Seção	h	B	η'	η''	σ_1	σ_2
15	0	30		1	1,0	18,01	4,87	0,14	0,23
				2	1,5	9,03	3,18	0,16	0,48
				3	1,5	4,18	2,37	0,49	0,58
				4	2,0	3,92	2,05	0,47	0,77
				5	2,0	2,73	1,81	0,99	0,72
				6	2,5	2,72	1,68	1,01	0,82
				7	3,0	2,73	1,61	1,04	0,94
20	0	25		1	1,0	11,76	2,65	0,16	0,22
				2	1,5	5,95	1,75	0,24	0,42
				3	2,5	6,54	1,58	0,20	0,61
				4	3,5	6,81	1,52	0,21	0,78
				5	4,5	6,99	1,50	0,23	0,95
				6	5,5	7,12	1,50	0,15	1,12
20	0	30		1	1,0	16,27	4,28	0,14	0,23
				2	1,5	8,20	2,87	0,17	0,48
				3	1,5	3,82	2,15	0,55	0,55
				4	2,0	3,58	1,87	0,53	0,73
				5	2,0	2,51	1,65	1,13	0,62
				6	2,5	2,50	1,54	1,16	0,71
				7	3,5	3,11	1,51	0,72	1,07
20	1	30		1	1,0	4,55	1,70	0,24	0,19
				2	1,5	3,61	1,62	0,38	0,35
				3	2,0	3,32	1,57	0,51	0,49
				4	2,5	3,18	1,54	0,63	0,62
				5	3,0	3,10	1,51	0,75	0,74
				6	4,0	3,71	1,53	0,55	1,01
				7	4,5	3,60	1,55	0,71	1,12
25	0	30		1	1,0	14,02	3,75	0,14	0,23
				2	1,5	7,12	2,48	0,19	0,47
				3	1,5	3,35	1,87	0,63	0,49
				4	2,0	3,15	1,63	0,65	0,66
				5	2,5	3,00	1,52	0,75	0,77
				6	3,5	3,62	1,50	0,52	1,03
				7	4,5	4,10	1,51	0,44	1,21
30	0	30		1	1,0	9,01	2,33	0,16	0,24
				2	2,0	7,97	1,85	0,15	0,48
				3	2,5	5,42	1,57	0,30	0,67
				4	4,0	6,35	1,54	0,33	0,73
0	0	20		1	1,0	13,49	2,55	0,15	0,20
				2	2,0	8,17	1,73	0,39	0,29
				3	3,0	7,47	1,63	0,62	0,41
				4	4,0	7,21	1,60	0,86	0,53
				5	5,0	7,46	1,54	0,84	0,80
				6	6,0	7,17	1,53	1,13	0,86
				7	7,0	6,77	1,50	1,44	0,85

ε	h_s	$\phi = \delta$	Seção	h	B	η'	η''	σ_1	σ_2
0	0	25		1	1,0	17,23	3,94	0,14	0,22
				2	1,5	6,27	2,25	0,42	0,28
				3	1,5	3,27	1,76	0,84	0,30
				4	2,0	2,53	1,52	1,33	0,08
				5	3,0	3,26	1,71	1,71	0,12
				6	4,0	3,51	1,54	1,56	0,31
				7	4,5	3,70	1,50	1,41	0,72
0	0	30		1	1,0	21,98	5,99	0,13	0,23
				2	1,5	7,65	3,28	0,38	0,31
				3	1,5	4,03	2,57	0,71	0,42
				4	2,0	3,21	2,21	1,14	0,25
				5	2,5	2,90	2,05	1,52	0,17
				6	3,0	2,75	1,98	1,88	0,12
				7	4,0	3,12	2,00	1,99	0,20
0	1	25		1	1,5	10,87	2,09	0,18	0,21
				2	1,5	3,89	1,63	0,52	0,28
				3	2,5	3,80	1,51	0,85	0,25
				4	3,5	4,59	1,59	0,89	0,56
				5	4,0	3,90	1,58	1,42	0,43
				6	5,0	3,90	1,56	1,50	0,73
				7	5,5	3,66	1,51	1,70	0,75
0	1	30		1	1,0	5,83	2,23	0,20	0,20
				2	1,5	3,68	1,95	0,57	0,24
				3	1,5	2,32	1,76	1,18	0,10
				4	2,0	2,12	1,68	1,68	0,10
				5	3,0	2,81	1,98	1,97	0,06
				6	4,0	3,20	1,89	1,78	0,31
				7	4,5	3,43	1,86	1,58	0,74
5	0	20		1	1,0	12,51	2,36	0,16	0,20
				2	2,0	7,66	1,60	0,40	0,30
				3	3,0	7,04	1,51	0,64	0,43
				4	4,0	6,86	1,50	0,87	0,58
				5	5,5	8,26	1,51	0,84	0,86
				6	6,5	7,92	1,51	1,11	0,98
5	0	25		1	1,0	16,16	3,69	0,14	0,22
				2	1,5	5,91	2,11	0,43	0,28
				3	1,5	3,09	1,65	0,88	0,28
				4	2,5	3,26	1,52	1,17	0,18
				5	3,5	3,71	1,55	1,35	0,30
				6	4,0	3,48	1,52	1,70	0,34
				7	5,0	3,90	1,56	1,80	0,55
5	0	30		1	1,0	20,79	5,65	0,13	0,23
				2	1,5	7,25	3,09	0,39	0,32
				3	1,5	3,83	2,44	0,73	0,41
				4	2,0	3,07	2,09	1,19	0,24
				5	2,5	2,78	1,95	1,58	0,15
				6	3,0	2,64	1,88	1,96	0,09
				7	3,5	3,06	1,82	1,47	0,77

ε	h_s	$\phi = \delta$	Seção	h	B	η'	η''	σ_1	σ_2
10	0	20		1	1,5	31,20	3,14	0,15	0,21
				2	2,5	12,00	1,80	0,36	0,36
				3	3,5	9,40	1,60	0,59	0,53
				4	4,5	8,39	1,52	0,83	0,69
				5	5,5	7,86	1,50	1,08	0,86
10	0	25		1	1,0	14,96	3,41	0,15	0,22
				2	1,5	5,53	1,95	0,44	0,28
				3	3,0	3,93	1,63	0,81	0,28
				4	3,0	4,25	1,59	1,05	0,37
				5	4,0	4,64	1,62	1,26	0,52
				6	4,0	4,50	1,54	1,23	0,82
				7	5,0	4,06	1,51	1,65	0,81
10	0	30		1	1,0	19,48	5,29	0,13	0,23
				2	1,5	6,84	2,89	0,39	0,32
				3	1,5	3,63	2,29	0,77	0,40
				4	2,0	2,92	1,97	1,24	0,22
				5	2,5	2,66	1,84	1,66	0,12
				6	3,0	2,53	1,78	2,06	0,06
				7	3,5	2,91	1,73	1,58	0,73
10	1	25		1	1,5	9,56	1,82	0,18	0,21
				2	2,0	4,82	1,50	0,50	0,32
				3	3,0	4,93	1,54	0,79	0,46
				4	4,0	5,23	1,61	1,05	0,63
				5	4,5	4,60	1,58	1,41	0,70
				6	5,0	4,15	1,54	1,80	0,74
				7	6,0	4,53	1,52	1,68	1,05
0	0	20		1	1,0	5,27	2,00	0,22	0,20
				2	1,5	3,37	1,75	0,62	0,24
				3	1,5	2,12	1,58	1,32	0,02
				4	2,5	2,58	1,63	1,51	0,09
				5	3,5	3,15	1,77	1,66	0,31
				6	4,0	3,07	1,78	2,03	0,35
				7	4,5	3,41	1,72	1,48	1,07
0	0	20		1	1,0	13,56	3,08	0,15	0,22
				2	1,5	5,10	1,78	0,46	0,28
				3	2,5	5,09	1,63	0,72	0,39
				4	3,0	4,22	1,53	1,08	0,47
				5	4,0	4,51	1,54	1,34	0,61
				6	5,0	5,13	1,56	1,27	0,98
				7	6,0	4,83	1,50	1,47	0,97
0	0	20		1	1,0	18,01	4,87	0,47	0,23
				2	1,5	6,39	2,67	0,40	0,32
				3	1,5	3,40	2,13	0,82	0,38
				4	2,0	2,76	1,84	1,32	0,19
				5	2,5	2,53	1,72	1,76	0,09
				6	3,0	1,98	1,66	1,21	0,82
				7	3,5	2,68	1,62	1,84	0,56

ε	h_s	$\phi = \delta$	Seção	h	B	η'	η''	σ_1	σ_2
20	0	25		1	1,0	11,76	2,65	0,16	0,22
				2	2,0	7,26	1,75	0,40	0,44
				3	2,5	5,04	1,54	0,75	0,52
				4	3,5	5,17	1,52	1,04	0,70
				5	4,5	5,37	1,54	1,31	0,92
				6	5,5	5,67	1,50	1,25	1,27
				7	6,5	6,93	1,97	1,21	0,85
20	0	30		1	1,0	16,27	4,38	0,14	0,23
				2	1,5	5,88	2,43	0,42	0,33
				3	1,5	3,14	1,94	0,88	0,35
				4	2,0	2,58	1,69	1,42	0,15
				5	2,5	2,38	1,59	1,91	0,04
				6	3,0	2,77	1,54	1,37	0,77
				7	3,5	2,55	1,50	2,03	0,49
20	1	30		1	1,0	4,55	1,70	0,24	0,19
				2	1,5	3,00	1,52	0,71	0,23
				3	2,0	2,63	1,50	1,22	0,19
				4	3,0	3,24	1,63	1,45	0,42
				5	3,5	3,06	1,64	1,90	0,45
				6	4,0	3,08	1,58	1,80	0,75
				7	4,5	3,08	1,54	1,78	0,97
25	0	30		1	1,0	14,02	3,75	0,14	0,23
				2	1,5	5,25	2,13	0,45	0,34
				3	1,5	2,81	1,71	1,00	0,30
				4	2,0	2,35	1,51	1,60	0,09
				5	3,0	2,96	1,68	2,00	0,28
				6	4,0	3,31	1,58	1,89	0,64
				7	4,5	3,35	1,53	1,76	1,01
30	0	30		1	1,0	9,01	2,33	0,16	0,24
				2	2,0	6,48	1,69	0,41	0,68
				3	2,5	4,62	1,54	0,87	0,91
				4	3,5	5,02	1,60	1,22	1,44
				5	4,0	4,28	1,53	1,81	1,61
				6	5,0	4,58	1,50	1,68	2,10

4.1 Material de enchimento

Para o enchimento dos gabiões pode ser utilizado qualquer material pétreo, sempre que seu peso e suas características satisfaçam as exigências técnicas, funcionais e de durabilidade exigidas para a obra.

O material normalmente utilizado são seixos rolados e pedras britadas. No caso de tais materiais não serem encontrados nas proximidades ou tenham um alto custo, podem ser usados materiais alternativos tais como sacos preenchidos com areia e cimento, entulho, escória de alto-forno, blocos de cimento, etc., mesmo que estas soluções possam significar a redução das características do muro como, por exemplo, a flexibilidade e a permeabilidade.

Deve sempre ser preferido material de maior peso específico, especialmente porque o comportamento da estrutura a gravidade depende diretamente do seu peso próprio. Devem também ser descartadas pedras solúveis, friáveis e de pouca dureza. No caso de obras expostas a baixas temperaturas, deverão também ser desprezadas pedras que possam fraturar-se pelo efeito do congelamento. Na tabela 3.7.3 (capítulo 3) são indicados os pesos específicos dos diferentes tipos de rochas mais comuns.

O peso do muro depende também do índice de vazios do material de enchimento. Na figura 4.1.1 abaixo é apresentado um ábaco para a determinação do peso específico dos gabiões "γ_g" que formam o muro, em função do peso específico das pedras "γ_p" e da porosidade do gabião "n". Normalmente a porosidade varia entre 0,30 e 0,40 em função da curva granulométrica do material de enchimento, de sua forma e do cuidado na realização deste enchimento.

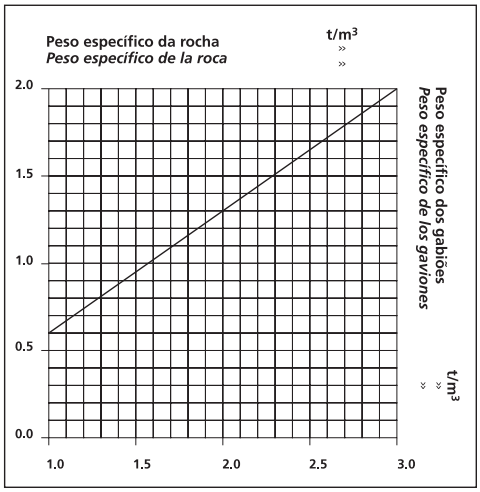


Figura 4.1.1 - Ábaco para determinação do peso específico dos gabiões

As dimensões mais adequadas para as pedras usadas para o enchimento variam entre 1,5 e 2 vezes a dimensão "D" da malha da rede (distância entre as torções). A utilização de pedras de menor tamanho (diâmetros sempre maiores que a dimensão "D" para evitar a saída através da rede) permite uma melhor distribuição do enchimento, melhor distribuição das cargas atuantes e maior flexibilidade à estrutura. Podem ser usadas pedras fora destas limitações sempre que autorizado pelo engenheiro responsável.

4.2 Colocação em Obra

4.2.1 Como colocar os Gabiões tipo Caixa

4.2.1.1 Operações preliminares

Os Gabiões tipo Caixa (a partir de agora denominados gabiões) são fornecidos dobrados e agrupados em fardos. O arame necessário para as operações de montagem e união dos gabiões pode ser enviado dentro do mesmo fardo ou separado.

O fardo deve ser armazenado, sempre que possível, em um lugar próximo ao escolhido para a montagem. O lugar onde serão montados os gabiões, para facilitar o trabalho, deverá ser plano, duro e de dimensões mínimas de aproximadamente 16m^2 com inclinação máxima de 5%.

O gabião é constituído por um pano único que formará as paredes superior, anterior, inferior e posterior da caixa. A este pano são fixados dois panos menores que, uma vez levantados, constituirão as faces laterais. Outro(s) pano(s) será(ão) colocado(s) unido(s) ao pano maior com uma espiral para permitir a formação do(s) diafragma(s) interno(s). Todos os panos são em malha hexagonal de dupla torção produzida com arames metálicos revestidos com liga de zinco / alumínio e terras raras (Galfan®) e, se for especificado, adicionalmente revestidos por uma camada de material plástico.

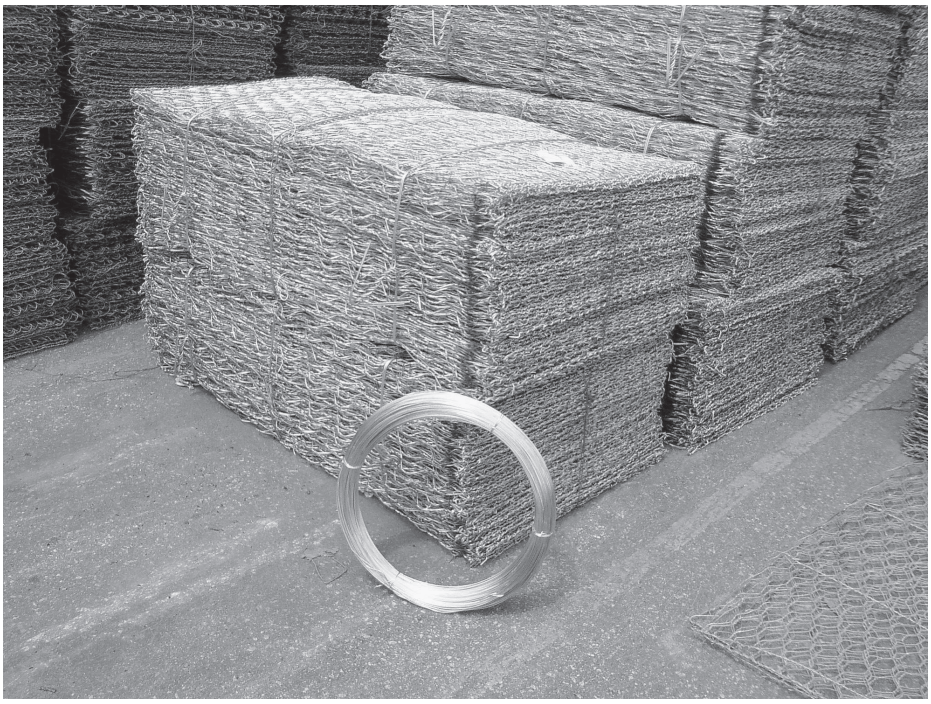


Figura 4.2.1 - Fardos de gabiões e arames para amarração

4.2.1.2 Montagem

A montagem consiste, inicialmente, em retirar cada peça do fardo e transportá-la, ainda dobrada, ao lugar preparado para a montagem, onde então será desdobrada sobre uma superfície rígida e plana, e, com os pés, serão tiradas todas as irregularidades dos painéis (figura 4.2.2).

A seguir, a face frontal e a tampa são dobradas e levantadas até a posição vertical, assim como a face posterior. Obtém-se assim o formato de um paralelepípedo aberto (uma caixa). Uma vez formada esta caixa, unem-se fios de borda que se sobressaem nos cantos dos panos de tela torcendo-os entre si (figura 4.2.3).

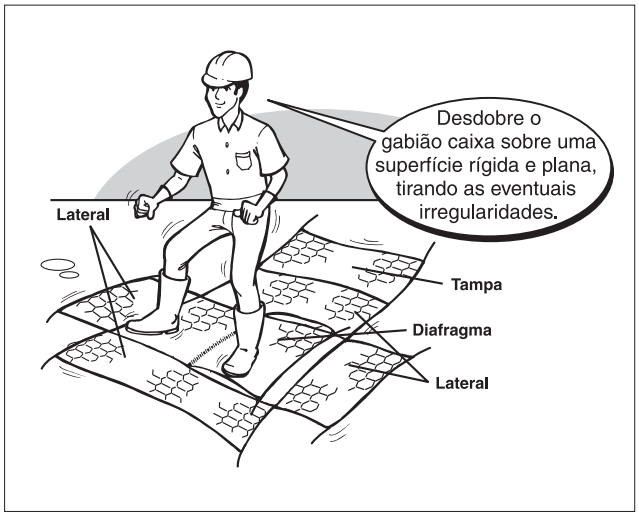


Figura 4.2.2 -Preparação para montagem de um gabião

Figura 4.2.3 - Posicionamento dos painéis laterais e diafragmas

Usando o arame enviado junto com os gabiões amarram-se* as arestas verticais que estão em contato. Da mesma forma é(são) amarrado(s) o(s) diafragma(s) separador(es). Desta forma, o gabião ficará separado em células iguais.

Para cada aresta de 1 metro de comprimento, são necessários aproximadamente 1,4m de arame. A tampa, nesta etapa, deve ser deixada dobrada sem ser amarrada.

4.2.1.3 Colocação

O elemento, já montado, é transportado (de forma individual ou em grupos) até o lugar definido no projeto e posicionado apropriadamente. Os elementos, então, são amarrados, ainda vazios, uns aos outros ao longo de todas as arestas de contato (menos as das tampas), formando a primeira camada da estrutura (figura 4.2.5).

As tampas devem ser dobradas em direção à face externa e dispostas de tal maneira que o enchimento seja facilitado.

Figura 4.2.4 - Costura das arestas com o arame de amarração

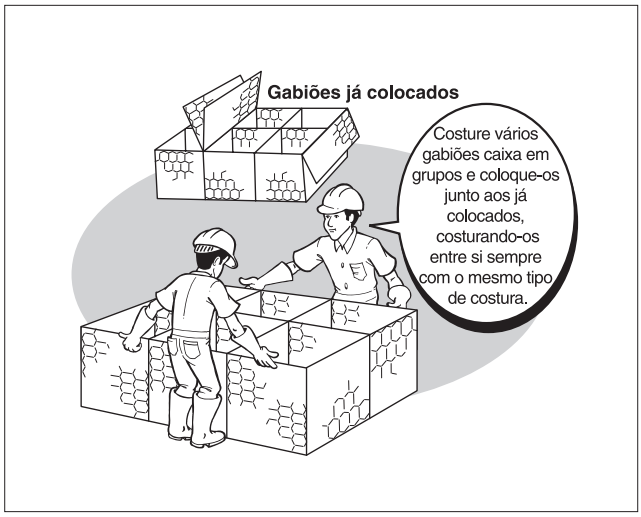


Figura 4.2.5 - Posicionamento dos gabiões antes do enchimento

** A amarração deve ser realizada passando-se o arame através de todas as malhas que formam as bordas, alternando uma volta simples com uma dupla. Desta forma, estará assegurada a união resistente entre os gabiões, tal que, poderá resistir aos esforços de tração aos quais serão submetidos. As bordas deverão estar em contato de tal maneira que, esforços de tração, não possam causar movimentos relativos.*

O plano de apoio deve ser previamente preparado e nivelado. Deve ser assegurado que as características de resistência do terreno sejam aquelas consideradas no projeto. Caso contrário, a camada superior do terreno deve ser substituída por material granular de boas características (uma resistência menor que a prevista pode colocar em risco a estabilidade da obra).

Para garantir que a estrutura apresente a estética esperada, um bom acabamento do paramento frontal deve ser garantido. Para isso deve-se recorrer à utilização de um tirfor ou um gabarito (figura 4.2.6).

O gabarito pode ser formado por três tábuas de madeira de aproximadamente 2 a 3cm de espessura, 4 a 5m de comprimento e 20cm de largura, mantidas paralelas a uma distância de 20cm uma da outra por tábuas transversais menores, formando grelhas de aproximadamente 1 x 4m ou 1 x 5m. O gabarito deve ser fixado firmemente ao paramento externo, usando o mesmo arame de amarração.

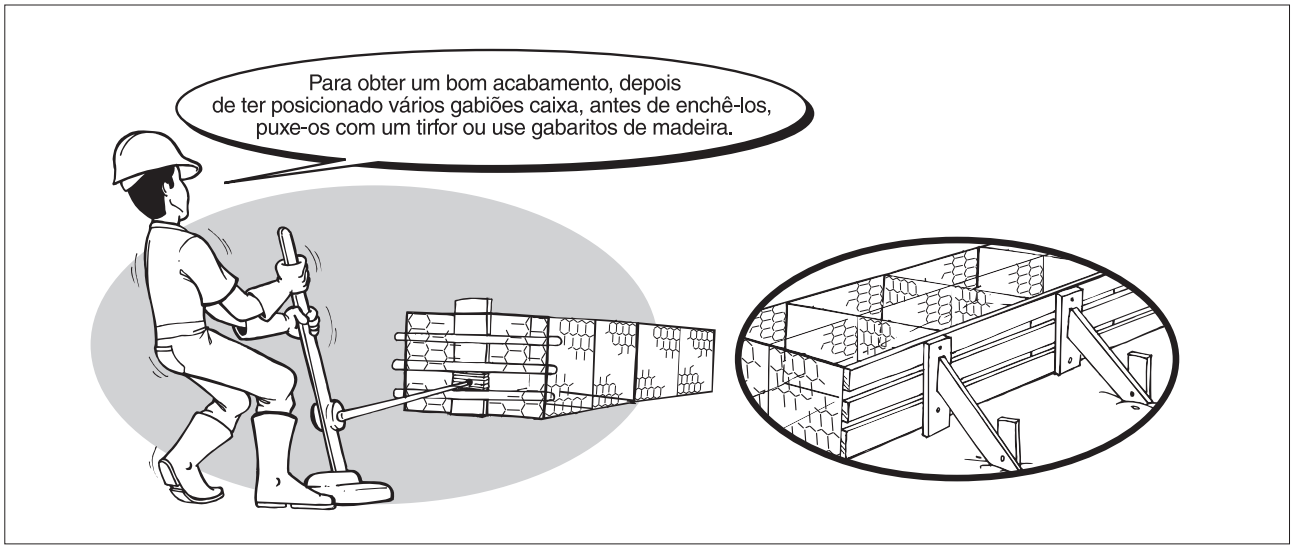


Figura 4.2.6 - Detalhe de utilização do tirfor ou gabarito

4.2.1.4 Enchimento

Como já mencionado, para o preenchimento devem ser usadas pedras limpas, compactas, não friáveis e não solúveis em água, tais que possam garantir o comportamento e a resistência esperada para a estrutura.

As pedras devem ser colocadas (acomodadas) apropriadamente para reduzir ao máximo o índice de vazios, conforme previsto no projeto (entre 30% e 40%), até alcançar aproximadamente 0,30m de altura, no caso de gabiões com 1,0 metro de altura, ou 0,25m para os de 0,50m de altura. Devem, então, ser colocados dois tirantes (tensores) horizontalmente a cada metro cúbico (em cada célula). Tais tirantes devem ser amarrados a duas torções (mínimo quatro arames distintos) da face frontal (aproveitando o espaço existente entre as tábuas do gabarito) e a duas da face posterior de cada célula.

Após esta etapa inicial do enchimento, para gabiões com 1,0 metro de altura, deve ser preenchido outro terço da célula e repetida a operação anteriormente mencionada para os tirantes. Deve ser tomado o cuidado para que a diferença entre o nível das pedras de duas

celas vizinhas não ultrapasse 0,30m, para evitar a deformação do diafragma ou das faces laterais e, conseqüentemente, facilitar o preenchimento e posterior fechamento da tampa (figura 4.2.9).

Por fim, completa-se o preenchimento de cada cela até exceder sua altura em aproximadamente três a cinco centímetros. Superar este limite pode gerar dificuldades na hora do fechamento dos gabiões.

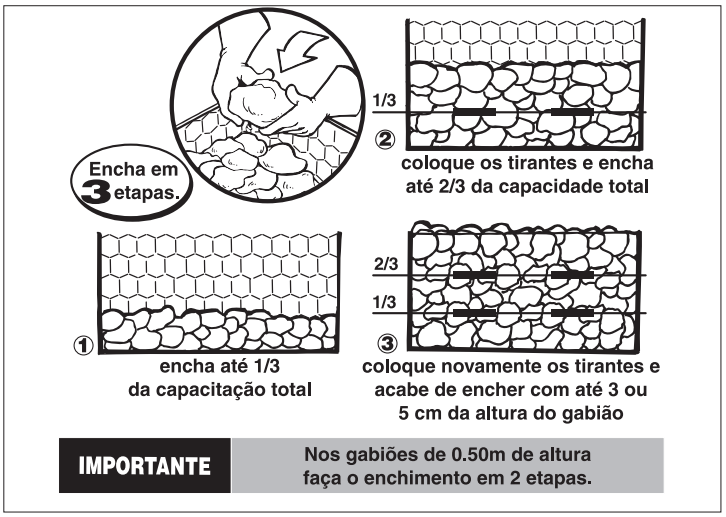


Figura 4.2.7 - Enchimento de um gabião com 1,0m de altura

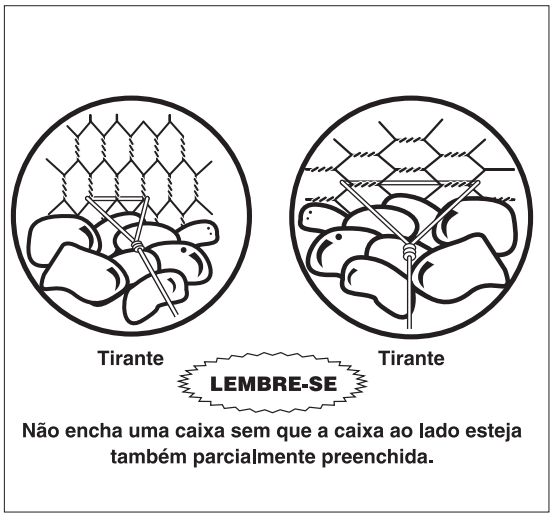


Figura 4.2.8 - Detalhe da colocação dos tirantes

Para os gabiões com 0,5m de altura, preenche-se, inicialmente, até metade da altura da caixa, colocam-se os tirantes, e completa-se o enchimento até 3 a 5cm acima da altura de cada cela.

O enchimento dos gabiões tipo caixa pode ser realizado manualmente ou com o auxílio de equipamentos mecânicos. A pedra deve ser de consistência conforme descrita no item 4.1 “Material de enchimento”, tendo tamanho levemente superior à abertura das malhas.

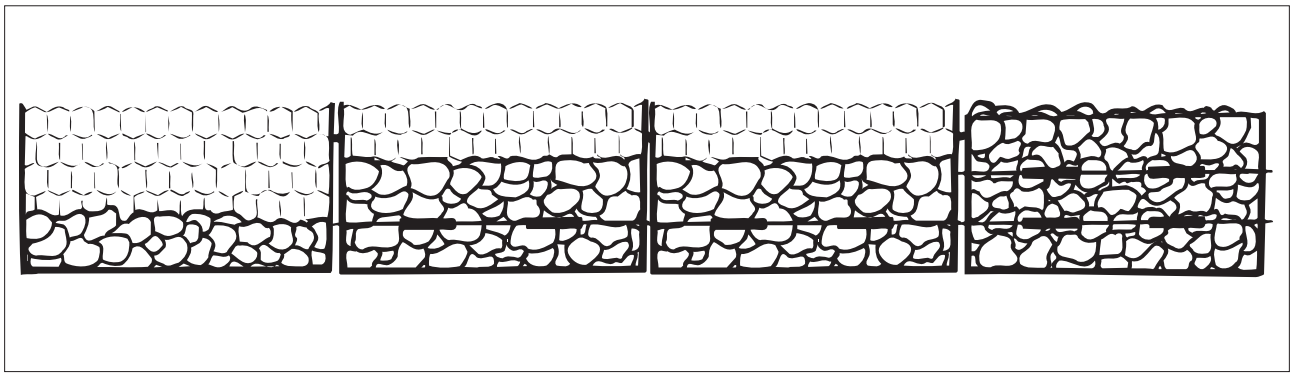


Figura 4.2.9 - Detalhe das etapas de enchimento em células adjacentes

4.2.1.5 Fechamento

Uma vez completado o preenchimento das células, a tampa, que havia ficado dobrada, é então desdobrada e posicionada sobre a caixa com a finalidade de fechar superiormente o gabião, sendo amarrada ao longo de seu perímetro livre a todas as bordas superiores dos painéis verticais. A amarração deve, sempre que possível, unir também a borda em contato com o gabião vizinho.

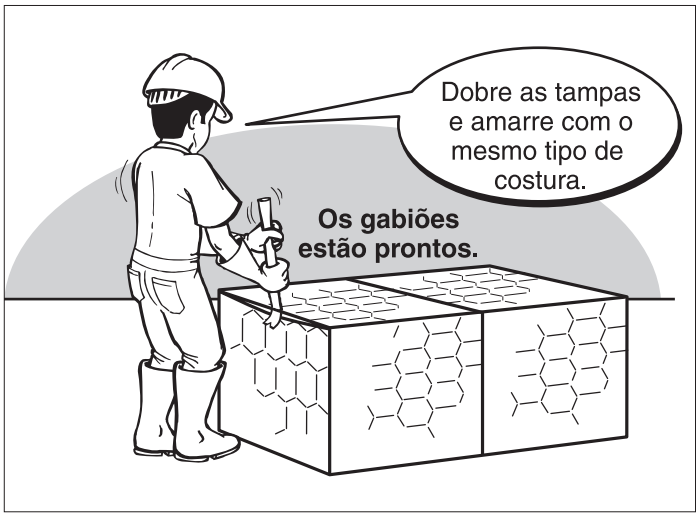


Figura 4.2.10 - Detalhe da etapa de fechamento do gabião tipo caixa

4.2.2 Como colocar os Gabiões tipo Saco

4.2.2.1 Operações preliminares

Os Gabiões Saco (a partir de agora denominados gabiões) são fornecidos dobrados e agrupados em fardos (similares àqueles dos gabiões tipo caixa). Os arames necessários para as operações de montagem e união dos gabiões podem ser enviados dentro do mesmo fardo ou separados.

O fardo deve ser armazenado, sempre que possível, em um lugar próximo ao escolhido para a montagem. O lugar onde serão montados os gabiões, para facilitar o trabalho, deverá ser plano, duro e de dimensões aproximadas mínimas de 16m^2 e inclinação máxima de 5%.

O gabião é constituído por um único pano em malha hexagonal de dupla torção produzida com arames metálicos revestidos com liga de zinco/alumínio e terras raras (Galfan®) e adicionalmente revestidos por uma camada de material plástico. Dois arames, com as mesmas características e de maior diâmetro, são inseridos na malha, um em cada extremidade, perpendicularmente às torções deixando as extremidades salientes.

4.2.2.2 Montagem

O gabião é retirado do fardo e transportado, ainda dobrado, ao lugar preparado para a montagem, onde então será desdobrado sobre uma superfície rígida e plana, e, com os pés, serão tiradas todas as irregularidades do painel (figura 4.2.11).

O pano é enrolado, no sentido longitudinal, até formar um cilindro aberto nas extremidades, cujas geratrizes são paralelas às torções da malha.

Usando parte do arame de amarração enviado junto com os gabiões, são amarrados, entre si, os primeiros 30 centímetros das bordas de contato longitudinais, em cada extremidade de cada elemento (figura 4.2.12).

Figura 4.2.11 - Preparação de um gabião saco

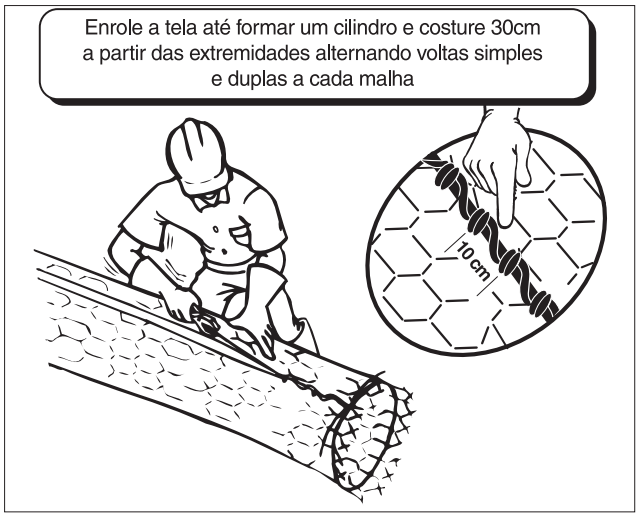


Figura 4.2.12 - Detalhe da amarração de uma extremidade

Uma das extremidades de um dos arames grossos é amarrada a um ponto fixo (por exemplo, uma estaca cravada no solo). A outra extremidade é puxada na direção contrária do ponto de ancoragem, até fechar completamente a extremidade do cilindro.

A ponta solta do arame é enrolada firmemente ao redor da parte estreitada antes de ser puxada.

A mesma operação é repetida na outra extremidade do elemento. Este cilindro é então levantado verticalmente e lançado contra o solo ou “pisado” internamente até conformar as extremidades do gabião. O aspecto final será o de um charuto.

Figura 4.2.13 - Amarração do fechamento das extremidades do gabião tipo saco

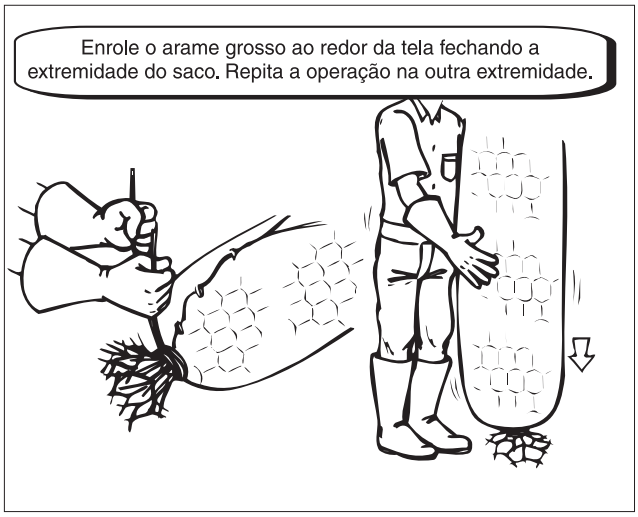


Figura 4.2.14 - Detalhe da conformação das extremidades do gabião tipo saco

O mesmo arame de amarração, cortado em pedaços com comprimento de 1,5 vezes a circunferência do cilindro, é inserido cruzando a malha no sentido perpendicular ao das torções, a cada metro, deixando as extremidades salientes dobradas para trás (tirantes).

Da mesma forma são colocados no sentido diametral, a cada metro, outros pedaços de arame de amarração, cujo comprimento seja de aproximadamente 3 vezes o diâmetro do gabião, cumprindo também a função de tirantes. A parte central do arame deve prender duas torções (quatro arames), diametralmente opostas à parte aberta do gabião, e as extremidades são deixadas para fora do mesmo.

O elemento, já montado, é transportado até o lugar do preenchimento e apoiado horizontalmente no solo.

4.2.2.3 Enchimento e Fechamento

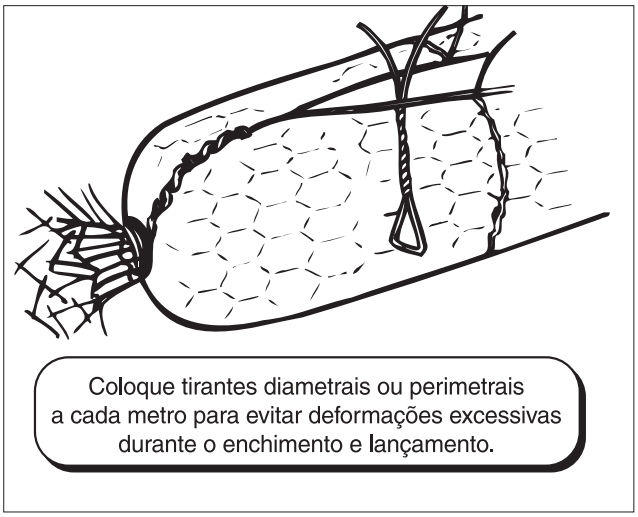


Figura 4.2.15 - Detalhe dos tirantes

Como já mencionado, para o preenchimento devem ser usadas pedras limpas, compactas, não friáveis e não solúveis em água, tais que possam garantir o comportamento e a resistência esperada para a estrutura.

As pedras devem ser colocadas, desde as extremidades até o centro do gabião, com o cuidado de reduzir ao máximo o índice de vazios, conforme o previsto no projeto (aproximadamente de 30% a 40%).

Cada vez que for alcançado um tirante diametral, este deverá ser amarrado às bordas da abertura, desta forma, o gabião será progressivamente fechado. Os tirantes perimetrais, que foram inseridos durante a etapa de montagem, devem ser presos ás malhas para evitar eventuais deformações do elemento durante seu transporte.

Figura 4.2.16 - Enchimento do gabião

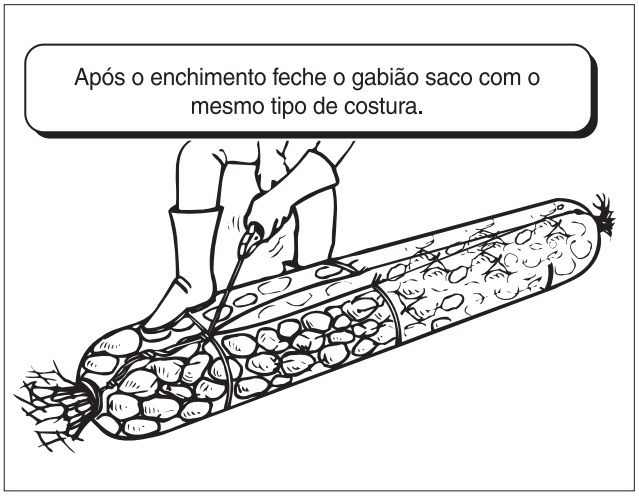


Figura 4.2.17 - Fechamento do gabião e fixação dos tirantes

As operações indicadas acima são repetidas até ter sido completado o enchimento e o fechamento total dos gabiões.

4.2.2.4 Colocação

Depois de montados e preenchidos no canteiro de obras, os gabiões devem ser lançados com o auxílio de equipamentos adequados, no lugar definido em projeto (na grande maioria das situações, os gabiões tipo saco são instalados cheios).

Os gabiões são presos por ganchos longitudinalmente, ao longo das bordas de união do pano e levantados com o auxílio de uma grua.

É importante que, para distribuir as tensões geradas pelo peso próprio do elemento ao

longo da malha que o constitui, seja utilizado um elemento metálico de comprimento aproximadamente igual ao gabião, no qual, são conectados cabos ou correntes usados para içá-lo.

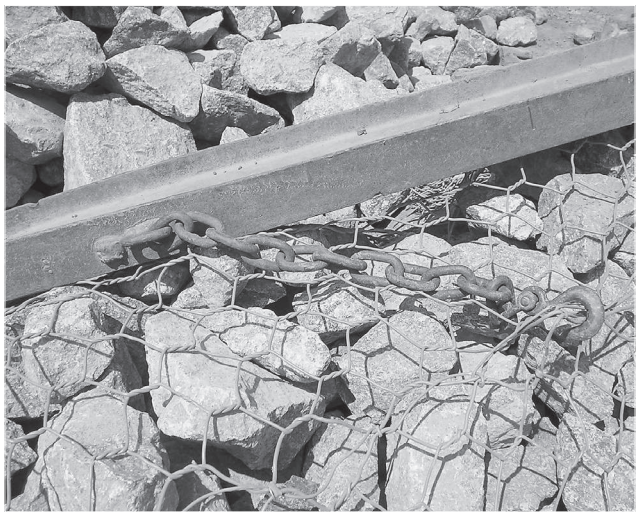


Figura 4.2.18 - Detalhe do sistema de içamento, normalmente utilizado para instalação dos gabiões saco

Para evitar deformações excessivas, é aconselhável que os pontos de engate coincidam com a posição dos tirantes.

O gabião deve ser levantado horizontalmente e transportado até sua posição final, sem movimentos bruscos. É conveniente que ao apoiar os gabiões, não seja deixado espaço entre eles. Os gabiões tipo saco não necessitam de amarrações entre si.

Figura 4.2.19 - Posicionamento dos pontos de içamento

4.2.3 Como colocar os Gabiões tipo Colchão Reno®

4.2.3.1 Operações Preliminares

Os colchões Reno® (a partir de agora denominados colchões) são fornecidos dobrados e agrupados em fardos (similares àqueles dos gabiões tipo caixa). O arame necessário para as operações de montagem e união dos colchões pode ser enviado dentro do mesmo fardo ou separado.

O fardo deve ser armazenado, sempre que possível, em um lugar próximo ao escolhido para a montagem. O lugar onde serão montados os colchões, para facilitar o trabalho, deverá ser plano, duro e de dimensões mínimas de 16m^2 e inclinação máxima de 5%.

O colchão é constituído por um pano único que formará a base, as paredes laterais e os diafragmas. Quatro cortes, em suas extremidades, indicam onde deverão ser dobradas as paredes. Outros dois cortes delimitam a largura dos diafragmas. Quatro espirais mantêm unidas as paredes duplas que formam os diafragmas. Outro painel de malha forma a tampa do colchão. As bases e as tampas são colocadas em fardos separados. Todos os panos são em malha hexagonal de dupla torção produzida com arames metálicos revestidos com liga de zinco / alumínio e terras raras (Galfan®) e adicionalmente revestidos por uma camada de material plástico.

4.2.3.2 Montagem

A montagem consiste, inicialmente, em retirar a base de cada peça do fardo e transportá-la, ainda dobrada, ao lugar preparado para a montagem, onde então será desdobrada sobre uma superfície rígida e plana, e, com os pés, serão tiradas todas as irregularidades dos seus painéis até obter-se o comprimento nominal da peça (figura 4.2.20).

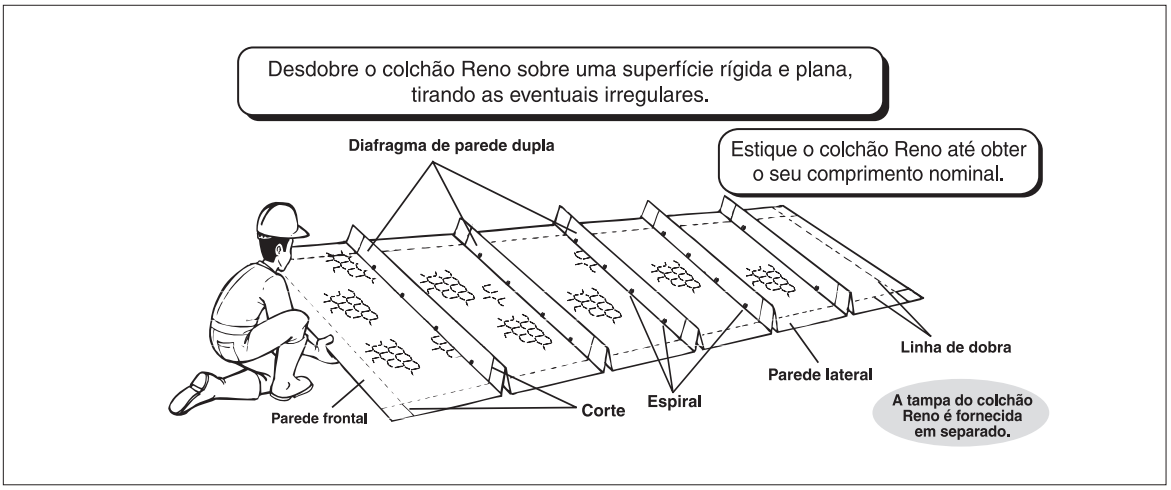


Figura 4.2.20 - Abertura do pano base do colchão

Dando seqüência à montagem, se juntam, com os pés, as paredes dos diafragmas que ficarem abertas (figura 4.2.21), e levantam-se as paredes laterais e os diafragmas na posição vertical utilizando os cortes como guias para a definição da altura do elemento (figura 4.2.22). Aconselha-se a utilização de um sarrafo de madeira para o perfeito alinhamento da dobra.

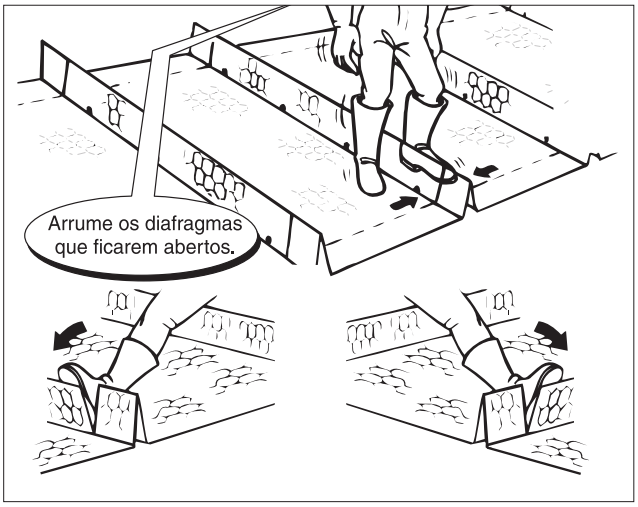


Figura 4.2.21 - Correção dos diafragmas

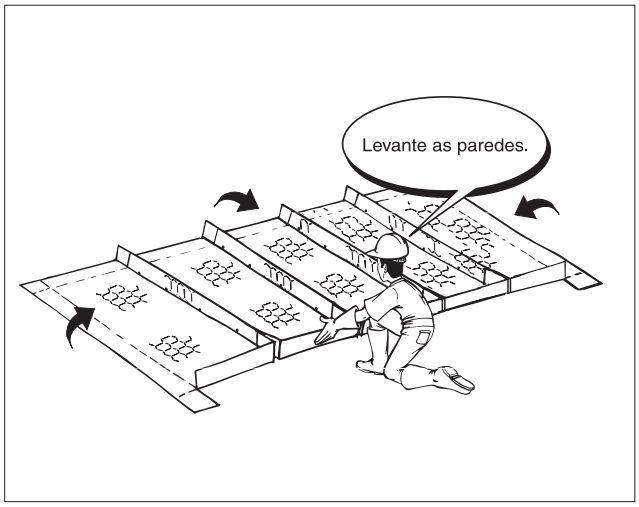


Figura 4.2.22 - Detalhe da conformação do colchão

Uma vez posicionadas as paredes longitudinais, na vertical, formam-se abas a partir das paredes transversais, que devem ser dobradas e amarradas às paredes longitudinais usando os arames de maior diâmetro que sobressaem das mesmas (figura 4.2.22).

As partes dobradas das paredes longitudinais devem ser amarradas aos diafragmas, usando o arame enviado junto com os colchões, de tal maneira que estas dobras coincidam e se fixem aos diafragmas. Desta forma, o colchão ficará separado por células a cada metro (figura 4.2.23).

Ao final destas operações obtém-se um elemento em forma de um prisma retangular aberto na parte superior caracterizado por sua grande área superficial e por sua pequena espessura (17, 23 ou 30 centímetros).

4.2.3.3 Colocação

Os colchões, já montados, são transportados até o lugar definido em projeto, posicionados apropriadamente e costurados entre si (com o mesmo tipo costura anteriormente descrito), em todas as arestas em contato enquanto ainda vazios.

É importante lembrar que, caso o talude seja muito inclinado, a instalação dos colchões deve ser feita com o auxílio de elementos que garantam a sua estabilidade (estacas de madeira, grampos etc.).

O talude deve ser geotecnicamente estável, sendo previamente preparado e nivelado. Por isso, devem ser extraídas as raízes, pedras e qualquer material que se sobressaiam, e preenchidas eventuais depressões, até alcançar uma superfície regular.

Durante a montagem dos colchões, devem ser colocados tirantes verticais que unirão a tampa à base dos mesmos, auxiliando no confinamento do material de enchimento e minimizando a possibilidade de deformações durante a vida de serviço do revestimento. Tais tirantes são obtidos passando-se a parte central de um pedaço de arame de amarração (cujo comprimento seja de aproximadamente quatro vezes a espessura do colchão) por duas torções (quatro arames) da base e deixando as extremidades na posição vertical (figura 4.2.24).

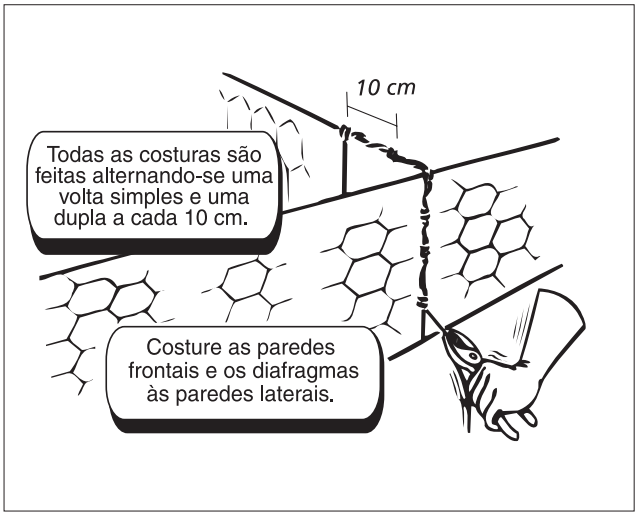


Figura 4.2.23 - Amarração da parede longitudinal ao diafragma

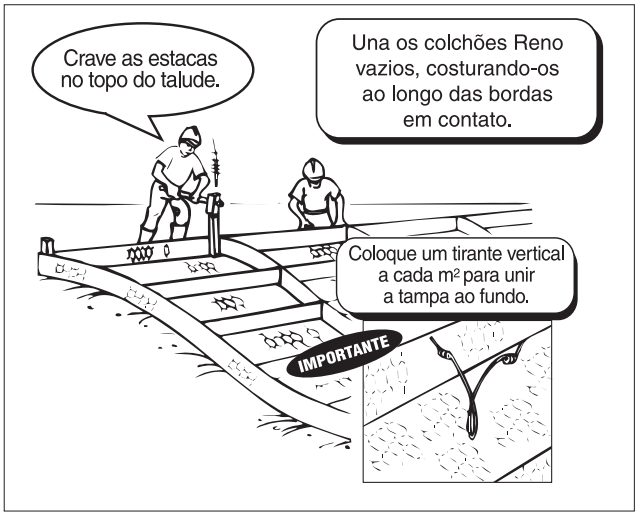


Figura 4.2.24 - Detalhe do tirante vertical e utilização de estacas

4.2.3.4 Enchimento

Quando instalados em terrenos inclinados, inicia-se o enchimento dos colchões, a partir da parte inferior do talude; as pedras devem ser colocadas apropriadamente para reduzir ao máximo o índice de vazios, assim como previsto em projeto (entre 25% e 35%). O tamanho das pedras deve ser mais homogêneo e levemente superior às aberturas das malhas do colchão, a fim de garantir, no mínimo, duas camadas de pedras, melhor acabamento e facilitar o enchimento.

Durante o preenchimento, deve-se tomar cuidado para que os tirantes verticais se sobressaiam das pedras, para que possam ser, posteriormente, amarrados às tampas. Pelo mesmo motivo, deve-se também ter cuidado para que os diafragmas fiquem na vertical.

Completa-se o preenchimento de cada célula até exceder sua altura em aproximadamente três centímetros. Superar este limite pode gerar dificuldades na hora do fechamento dos colchões.

Figura 4.2.25 - Enchimento dos colchões

4.2.3.5 Fechamento

Uma vez completado o preenchimento dos colchões, devem ser trazidas, do lugar de armazenamento, as tampas ainda dobradas. Cada tampa, é então desdobrada e estendida sobre o respectivo colchão.

Depois de amarrada em uma das bordas do colchão, a tampa deve ser puxada e amarrada ao longo das outras bordas. A amarração deve, sempre que possível, unir também a borda do colchão vizinho. Finalizando, a tampa deve também ser amarrada aos diafragmas e aos tirantes verticais.

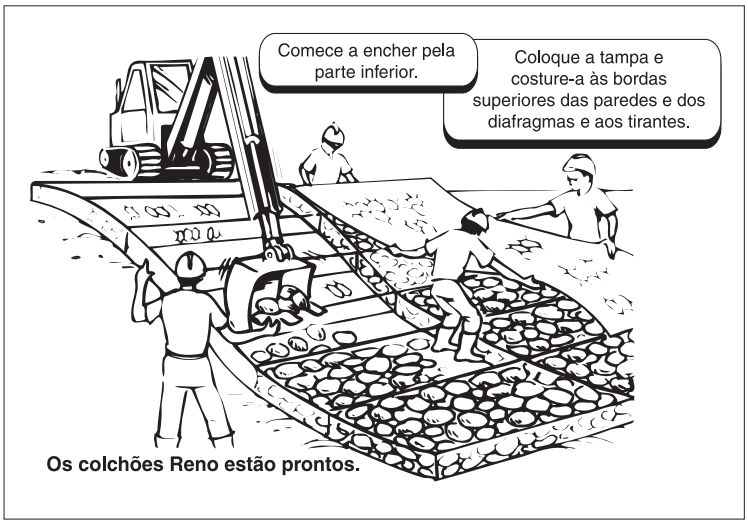


Figura 4.2.26 - Fechamento dos colchões

4.3 Aterro

Fator de grande importância no comportamento da estrutura de contenção é o aterro aplicado ao tardoz da mesma. Tal aterro deve receber, dos projetistas e construtores, a mesma atenção dispensada à própria estrutura.

O objetivo é aquele de conferir ao aterro características estruturais e, por sua vez, impedir a ocorrência de problemas tais como:

Erosões: Entende-se por erosão (processo erosivo) a destruição da estrutura do solo e sua remoção, sobretudo pela ação das águas de escoamento superficial.

Principalmente no caso de aterros, a erosão pode se manifestar através do carreamento das partículas de solo do corpo do aterro pelas águas de percolação, formando-se condutos ou cavidades no interior do maciço ou no contato deste com a estrutura; tal erosão é também conhecida como “piping”. A evolução deste processo pode provocar abatimentos e rupturas nos aterros.

Escorregamentos (rupturas): São movimentos rápidos de porções de taludes naturais, de cortes ou aterros. Apresentam superfície de ruptura bem definida, que é função do tipo de solo, geometria do talude e das condições de fluxo d'água. Ocorrem devido a diversos fatores, tendo a água como principal agente deflagrador.

Recalques (assentamentos): São fenômenos que ocorrem em aterros, interferindo de maneira substancial nas obras que serão construídas sobre estes ou em suas proximidades. É comum ocorrerem abatimentos desde poucos centímetros até metros, podendo constituir-se em indícios de escorregamentos. As causas mais comuns para este

fenômeno são a baixa capacidade de suporte do solo de fundação, a compactação inadequada, deficiências do sistema de drenagem e/ou a associação destes fatores.

Os problemas anteriormente mencionados podem ser evitados simplesmente com a adoção de práticas adequadas na execução dos aterros que, de forma geral, devem contemplar as seguintes etapas:

• correta escolha da jazida, que deve ser função do tipo de solo, volume a ser extraído e localização;

• tratamento prévio dos solos na jazida, ou seja, os solos devem apresentar umidades próximas à faixa especificada, destorroados e homogeneizados;

• limpeza do terreno no preparo da fundação, com remoção da vegetação e suas raízes, eventuais entulhos ou “bota-foras” e retiradas de solos com matéria orgânica, turfosos e solos muito micáceos;

• estocagem do solo superficial e do solo com matéria orgânica para posterior utilização na fase final da execução do aterro, de forma a tornar o aterro mais fértil e menos susceptível às erosões superficiais;

• preparação da superfície de contato entre o terreno natural e o aterro, quando inclinado (inclinação superior a 1:3 vert/hor) em forma de degraus, de modo a garantir perfeita aderência, impedindo a formação de superfícies preferenciais de deslizamento;

• implantação de um sistema de drenagem (sub-superficial e profundo quando necessário) evitando que surgências d'água, superfície freática elevada ou a possibilidade de infiltrações significativas venham a produzir a saturação do maciço contido;

• execução do aterro, compactando-se o solo em camadas de espessuras compatíveis com o equipamento utilizado (sapos, placas, rolos compactadores, etc.), geralmente não superiores a 25 cm e espalhadas ao longo de toda a superfície.

A compactação da faixa de solo em contato com a estrutura de gabiões (faixa de 1,0 m medida a partir da face posterior da estrutura) deve ser realizada usando-se compactadores manuais (tipo sapo, placas, etc.). Para a compactação da parte restante, devem ser usados compactadores maiores e processos convencionais.

• controlar a qualidade das camadas compactadas, considerando basicamente três itens que são: controle visual, controle geométrico de acabamento e um controle que

permita medir desvio de umidade e o grau de compactação;

• implantar o sistema de drenagem e proteção superficial.

O aterro deve ser realizado à medida em que a estrutura de contenção é construída, ou seja, à medida em que a estrutura sobe (camada sobre camada de gabiões) o aterro deve ser lançado e compactado ao seu tardoz.

O aterro, como já mencionado, é lançado em camadas até atingir a altura dos gabiões já instalados e preenchidos, isto feito é retomada a montagem e instalação dos gabiões segundo os critérios descritos no item 4.2.1 “Colocação dos Gabiões Caixa”. Tal seqüência é repetida até completar a altura total da estrutura prevista no projeto.

4.4 Drenagens

Via de regra, por sua alta permeabilidade, as estruturas em gabiões não necessitam de sistemas específicos de drenagem, porém deve-se considerar que o aterro compactado ao tardoz delas é um outro elemento estrutural que merece todos os cuidados e dispositivos necessários para sua estabilização e manutenção ou melhora dos sistemas de captação e condução das águas superficiais e/ou de percolação.

Como já citado, as obras de drenagem têm por finalidade a captação e o direcionamento das águas do escoamento superficial, assim como a retirada de parte da água de percolação interna do maciço de solo arrimado.

A execução destas obras representa um dos procedimentos mais eficientes e de mais larga utilização na estabilização de todos os tipos de taludes, tanto nos casos em que a drenagem é utilizada como solução, quanto naqueles em que ela é um recurso adicional utilizado conjuntamente com obras de contenção. Mesmo nestes últimos casos, apesar de serem comumente denominadas “obras complementares” ou “auxiliares”, as obras de drenagem são de fundamental importância. Existem inúmeros registros de obras de grande importância e alto custo que foram danificadas e até totalmente perdidas, apenas pelo fato de não terem sido implantadas obras de drenagem adequadas.

É óbvio que uma drenagem só poderá ser um processo eficiente de estabilização quando aplicada a taludes nos quais o regime de percolação é a causa principal, ou pelo menos uma causa importante, da sua instabilidade. Esta premissa é lembrada, visando a reforçar o conceito da necessidade do bom entendimento dos mecanismos que causam a instabilidade de taludes, para que se possam utilizar os processos corretivos mais adequados, uma vez que mesmo obras de drenagem profunda são, às vezes, utilizadas

de maneira inconveniente, resultando em gastos desnecessários e nenhum benefício.

Subdividimos as obras de drenagem em dois tipos principais, a saber, drenagem superficial e drenagem profunda. A seguir são apresentados conceitos básicos sobre estas duas possibilidades, lembrando-se de que para seu correto dimensionamento deve-se considerar, entre outros fatores, os índices pluviométricos, a área de contribuição e as características dos materiais por onde escoam as águas a serem drenadas.

4.4.1 Drenagem superficial

Com a drenagem superficial pretende-se, basicamente, realizar a captação do escoamento das águas superficiais através de canaletas, valetas, sarjetas ou caixas de captação e, em seguida, conduzir estas águas para local conveniente. Através da drenagem superficial evitam-se os fenômenos de erosão na superfície dos taludes e reduz-se a infiltração da água nos maciços, resultando em uma diminuição dos efeitos danosos provocados por esta na resistência do terreno.

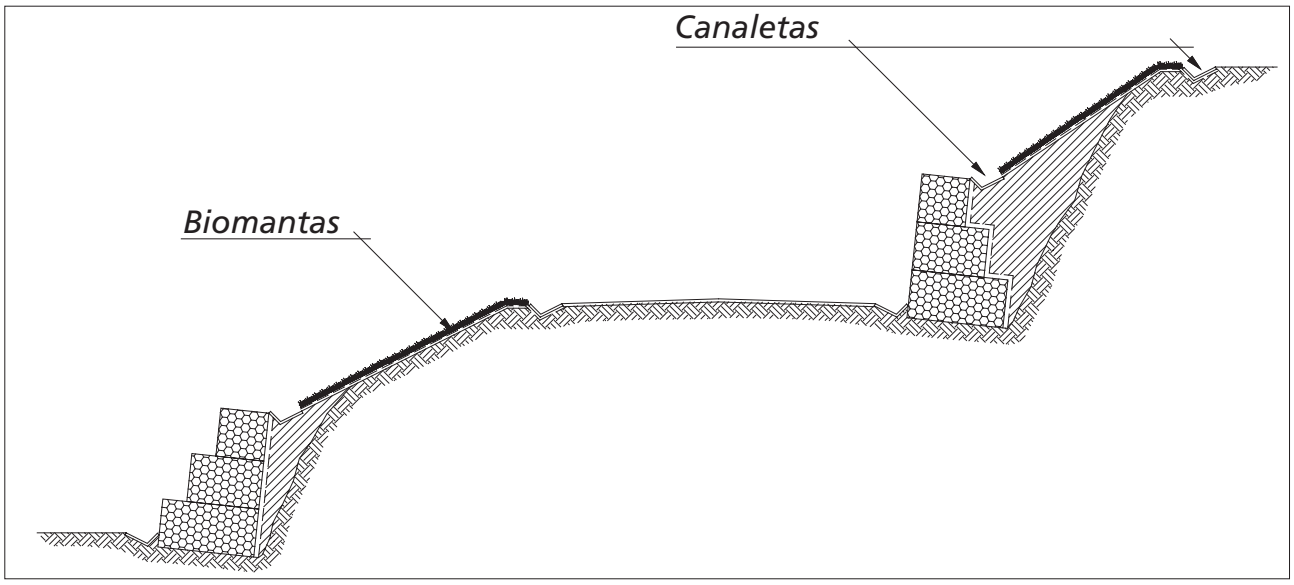


Figura 4.4.1 - Sistemas de drenagem e de controle de erosão superficial

A execução de obras de drenagem superficial é um daqueles procedimentos que, no caso da estabilização de taludes naturais ou de cortes, representa elevada relação custo/benefício, uma vez que, com investimentos bastante reduzidos, conseguem-se excelentes resultados e, em muitos casos, basta a realização destas obras, ou então a sua associação com medidas de proteção superficial, para a completa estabilização dos taludes.

De maneira geral, as obras de drenagem superficial são constituídas por canaletas ou valetas de captação das águas do escoamento superficial e por canaletas, “escadas d'água” ou tubulações para sua condução até locais adequados.

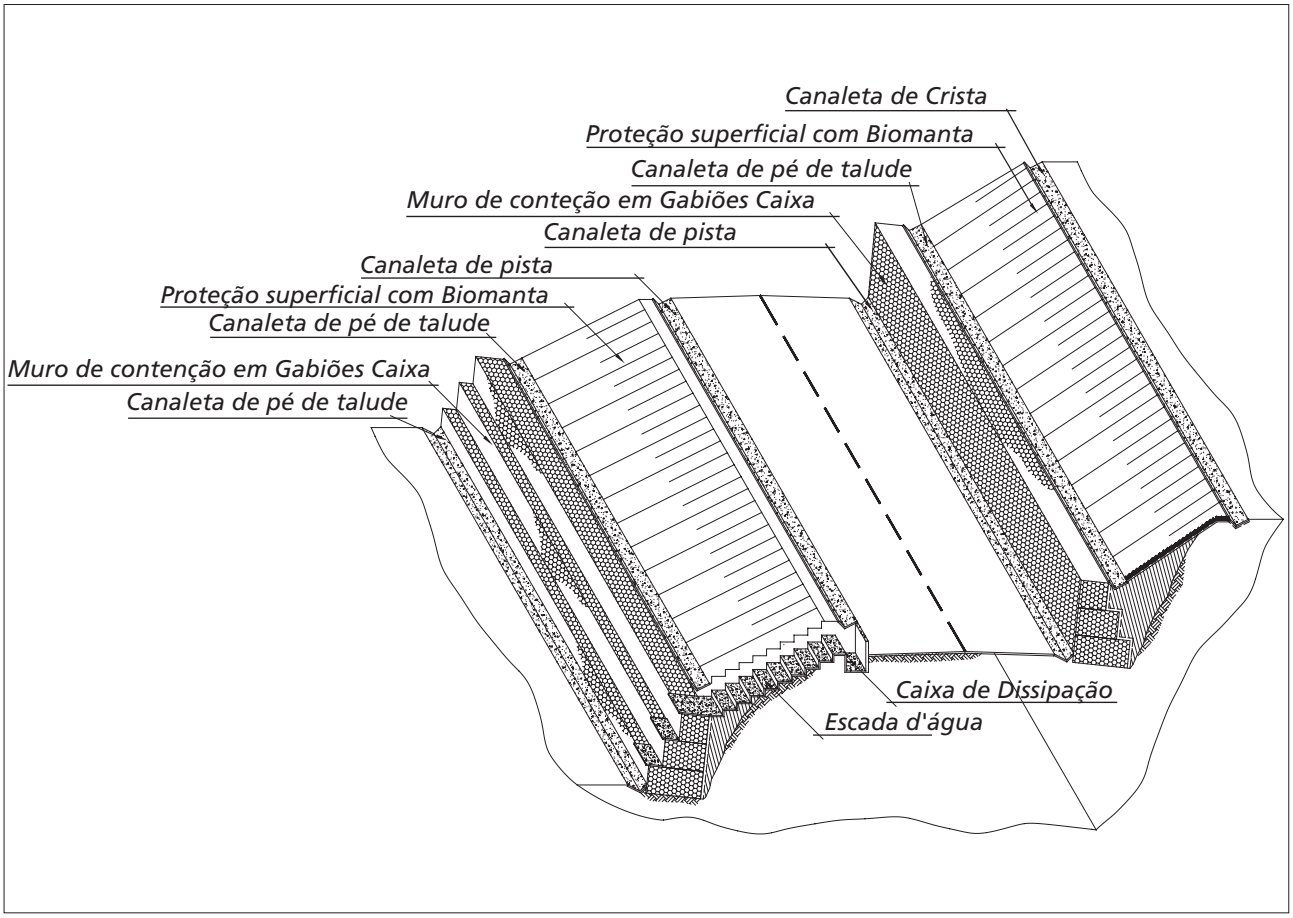


Figura 4.4.2 - Forças que atuam sobre a estrutura de arrimo

De trechos em trechos, nos locais de mudança de direção do fluxo ou confluências, são instalados dissipadores de energia ou elementos de proteção objetivando reduzir a força erosiva das águas, evitar o transbordamento dos condutos e impedir a formação de bloqueios ou obstruções. Comumente, os sistemas de drenagem superficial são associados a serviços de proteção superficial dos taludes e das bermas, tais como revestimentos impermeabilizantes (imprimação asfáltica, argamassamento ou aplicação de concreto projetado) ou revestimentos vegetais (principalmente por gramíneas).

Quando a estrutura for inclinada contra o maciço e estiver apoiada sobre lastro de concreto ou solo impermeável, é aconselhável prever um sistema de drenagem com tubos drenos envolvidos com brita (figura 4.4.3).

Finalizando, cabe ressaltar que os sistemas de drenagem superficial são imprescindíveis nas obras que estabilizam taludes de corte e aterro recém-implantados, na medida em que

reduzem ou até impedem a evolução dos processos erosivos superficiais a que estes tipos de taludes estão especialmente sujeitos.

4.4.2 Drenagem profunda

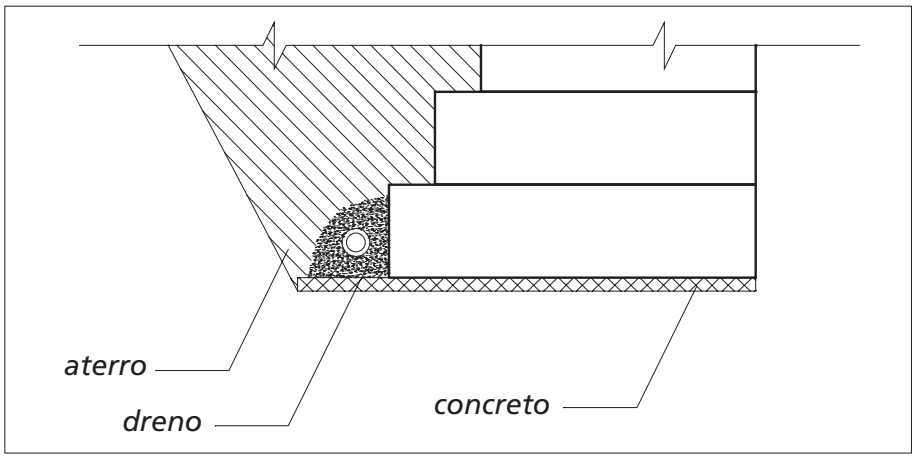


Figura 4.4.3 - Representação de um sistema de drenagem com tubos dreno e brita

A drenagem profunda objetiva, essencialmente, promover processos que permitam a retirada de água de percolação do maciço (do fluxo através dos poros de um maciço terroso ou através de fendas e fissuras de um maciço rochoso ou saprolítico), reduzindo a vazão de percolação e as pressões neutras intersticiais. Obviamente, à retirada de água do maciço estarão associadas, necessariamente, obras de drenagem superficial, visando a coletar e direcionar esse fluxo de água drenado do interior do maciço.

A drenagem profunda pode ser realizada por drenos sub-horizontais, cujo funcionamento se dá por fluxo gravitacional, poços de alívio (com ou sem bombeamento da água), ponteiras (com bombeamento por sucção), trincheiras drenantes ou galerias. Em encostas naturais e taludes de corte, os processos mais empregados são os que utilizam drenos sub-horizontais (também conhecidos por drenos horizontais profundos “DHP”), geralmente de pequeno diâmetro e executados em grande número. Além dos drenos profundos, utilizam-se outros processos para drenar o fluxo de água do interior dos maciços terrosos e rochosos, tais como trincheiras drenantes executadas junto ao pé de uma massa instável e galerias de drenagem.

Para as estruturas em gabiões pode-se melhorar a drenagem do maciço a conter com a inserção de contrafortes ao tardoz da mesma.

Definindo contrafortes, podemos considerá-los como elementos de largura unitária e seção coincidente com a cunha de máximo empuxo, sendo mais longos nas camadas superiores e diminuindo nas inferiores (figura 4.4.4).

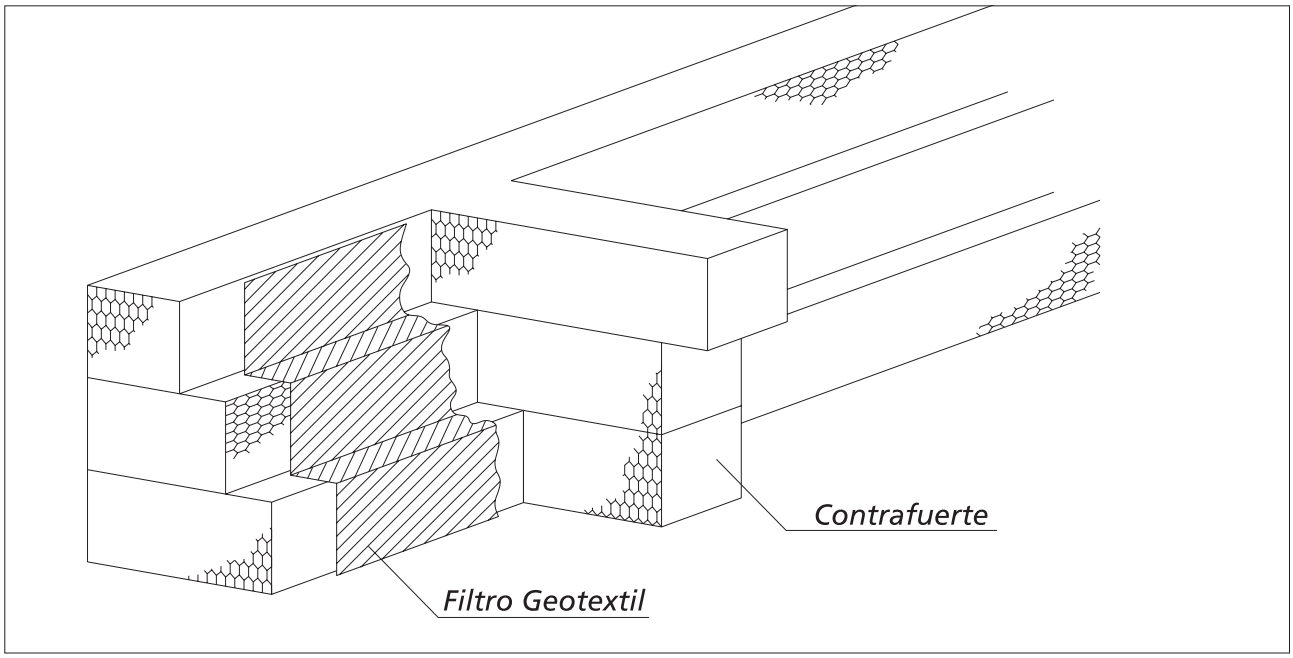


Figura 4.4.4 - Ilustração do contraforte

A função dos contrafortes é predominantemente drenante, mas também desempenham um papel estático, contribuindo para o robustecimento e estabilidade da estrutura, reduzindo os eventuais deslocamentos de topo.

Deve-se esclarecer que não existe uma metodologia para o dimensionamento da seção, seu posicionamento e número de contrafortes em muros de gabiões, porém, tais elementos são normalmente utilizados em estruturas do gênero com o objetivo de melhorar seu desempenho.

Os contrafortes, em estruturas de contenção em gabiões, foram inicialmente utilizados em obras longitudinais (obras de contenção e proteção de margens contra erosões), atuando como fechamento (acabamento) das extremidades de montante e jusante da estrutura.

Observou-se nas estruturas que sofreram solapamento (erosão do solo de base devido à ausência de “plataforma de deformação”) e conseqüente deformações, que esses efeitos eram menos acentuados junto aos contrafortes. Com base nessas observações, esses elementos passaram a ser utilizados não somente nas extremidades dos muros de gabiões, mas também ao longo de seu desenvolvimento, visando a otimizar o desempenho das referidas obras.

Desde então, notou-se que as estruturas providas de tais elementos apresentam de forma comum os seguintes benefícios:

• Os contrafortes proporcionam melhores condições de drenagem ao maciço contido, especialmente dentro da zona sujeita ao mecanismo de falha. Isso deve-se ao fato de que os mesmos criam caminhos preferenciais para o rápido escoamento das águas de percolação, sejam elas oriundas de infiltração ou elevação do lençol freático. Tais efeitos refletem de maneira positiva nas condições de estabilidade do conjunto solo/estrutura, pois permitem o alívio das pressões hidrostáticas e minimizam a possibilidade de plastificação do solo arrimado;

• Atuam como elementos de ancoragem, pois sua presença aumenta a área de contato com o solo (tanto na base quanto no maciço arrimado) melhorando a estabilidade quanto ao deslizamento, tombamento e pressões na fundação;

• Embora os gabiões sejam fornecidos em peças separadas e depois unidos através de costura, estes trabalham de forma solidária, como uma estrutura monolítica, assim, quando providas de contrafortes, estas estruturas ganham maior rigidez, fazendo com que, frente a eventuais problemas de solapamento ou presença de solos de baixa capacidade de suporte, condições estas que normalmente geram deformações acentuadas, parte destas solicitações sejam absorvidas pelos contrafortes diminuindo assim tais problemas.

Com relação ao posicionamento destes elementos ao longo das estruturas, podemos dizer que sua definição é feita de forma empírica e está baseada em experiências anteriores, além de considerar uma série de fatores que relacionam características da obra com o local e situação de implantação da mesma, tais fatores são:

• Possibilidade da variação da cota do lençol freático (condição de rebaixamento rápido);

• Capacidade de suporte do solo de base;

• Heterogeneidade do solo de apoio;

• Susceptibilidade à mudança das características de resistência do solo de aterro;

• Solicitações hidráulicas (tensão de arraste);

• Geometria da seção da estrutura (altura e esbeltez);

• Situação em planta da estrutura;

• Interferências (galerias, descargas hidráulicas, etc.).

Com base em todas as observações e informações anteriormente expostas, define-se como regra geral um espaçamento mínimo entre contrafortes de 5,0 m e máximo de 25,0 m.

Concluindo o item drenagem deve-se avaliar a necessidade da utilização de sistemas filtrantes para proteção dos aterros.

4.4.3 Necessidade de Filtros de proteção

A filtração é a capacidade que um material poroso tem de drenar um solo permitindo o livre movimento de um fluido através de si sem permitir a passagem, entre seus vazios, das partículas do solo que está sendo drenado.

O material filtrante, além da função de filtração, também preserva as características estruturais do solo/material drenado, evitando a erosão regressiva (piping) no referido material e prevenindo a colmatação do meio drenante. Tal material deve obedecer, sempre e concomitantemente, aos seguintes requisitos:

• deve ser suficientemente fino para evitar a passagem, através de seus vazios, das partículas do solo que está sendo drenado e protegido e, ao mesmo tempo;

• deve ser suficientemente grosso para que as cargas nele (filtro) dissipadas, durante o fluxo, sejam pequenas.

Tais condições serão obedecidas quando as seguintes três desigualdades forem respeitadas:

1- D_{15} (filtro) < 5 D_{85} (solo)

2- 4D_{15} (solo) < D_{15} (filtro) < 20 D_{15} (solo)

3- D_{50} (filtro) < 25 D_{50} (solo)

4.4.3.1 Filtração com a utilização de geotêxteis

O projeto de obras de filtração com a utilização dos geotêxteis requer o conhecimento de algumas das propriedades destes materiais. Além das propriedades hidráulicas necessárias para a função de filtração, devem ser conhecidas as propriedades mecânicas destes produtos para verificar se suportam as solicitações mecânicas durante sua instalação e durante sua vida de trabalho. É também necessário que os geotêxteis garantam a continuidade de suas funções ao longo da vida da estrutura, fato que impõe uma importante análise da durabilidade destes materiais.

Como comentado, os filtros devem ser projetados para permitir a retenção das partículas finas do solo e, ao mesmo tempo o livre fluxo do fluido a ser drenado.

Os critérios de projeto dos geotêxteis como elementos filtrantes são vários. Assim como para os filtros naturais, estes critérios comparam o tamanho característico das partículas do solo (diâmetros correspondentes à passagem de uma determinada porcentagem do solo através de uma peneira) com o tamanho dos vazios do geotêxtil, caracterizado por sua abertura de filtração.

Para um correto projeto é então necessário avaliar os três elementos cujos parâmetros intervêm na filtração: solo, fluido e filtro.

Os critérios que se propõem são aplicáveis a solos que apresentam granulometria contínua.

Para solos com granulometria descontínua, como por exemplo argilas dispersivas, devem ser estudados de forma especial.

Material	Coeficiente de permeabilidade ks [cm/s]
Pedras de 4' a 5'	100
Pedras de 3' a 4'	80
Pedras de 2' a 3'	45
Pedras de 1' a 2'	25
Pedras < 1'	15
Pedriscos	5
Areia grossa	1 a 0,1
Areia fina	10^{-2} a 10^{-4}
Areia siltosa	10^{-4} a 10^{-5}
Areia argilosa	10^{-4} a 10^{-6}
Areia Silte-arenosa	10^{-5} a 10^{-7}
MacTex®	4×10^{-1}

Tabela 4.4.1 - Permeabilidade de alguns materiais

Para uma correta definição do geotêxtil a ser usado como filtro, deve-se ter em conta dois aspectos distintos: a permeabilidade e a retenção.

4.4.3.1.1 A permeabilidade

As aberturas de poros do geotêxtil devem ser suficientemente grandes para permitir uma drenagem adequada e diminuir as pressões hidrostáticas.

No caso de solos bem graduados, o movimento das partículas provocado pelo fluxo tende a formar rapidamente um pré-filtro ao encontrar o geotêxtil, não existindo assim fenômenos de erosão regressiva (piping).

Foi verificada a formação de “piping” contínuo somente nos casos em que a abertura de filtração do geotêxtil era muito superior à do solo, sendo que o geotêxtil tenderia sempre a bloquear algumas das partículas, dando início ao pré-filtro (figura 4.4.5).

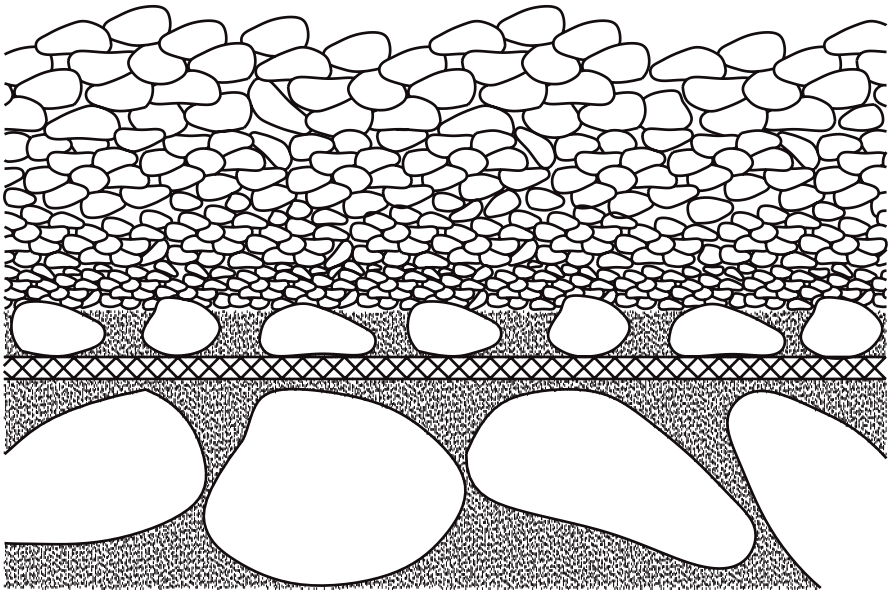


Figura 4.4.5 - Formação do pré-filtro

4.4.3.1.2 A retenção

As aberturas dos poros do geotêxtil devem ser suficientemente pequenas para evitar a migração dos finos.

O problema da colmatação somente se apresenta em situações bem definidas. A filtração de partículas em suspensão tende a acolmatar o filtro; o problema é grave

somente no caso de partículas muito finas (argilas ou siltes) que poderiam reduzir a permeabilidade do sistema a ponto de requerer a substituição do filtro ou a sua retro-lavagem.

Como anteriormente indicado, assim como no caso de um filtro natural, para uma correta filtração, deve ser garantido contemporaneamente não somente que o geotêxtil retenha as partículas do solo senão também que este não se colmate durante a filtração.

Os principais mecanismos de colmatação são o bloqueio da entrada dos poros e o bloqueio interno dos vazios, assim como representado na figura 4.4.6.

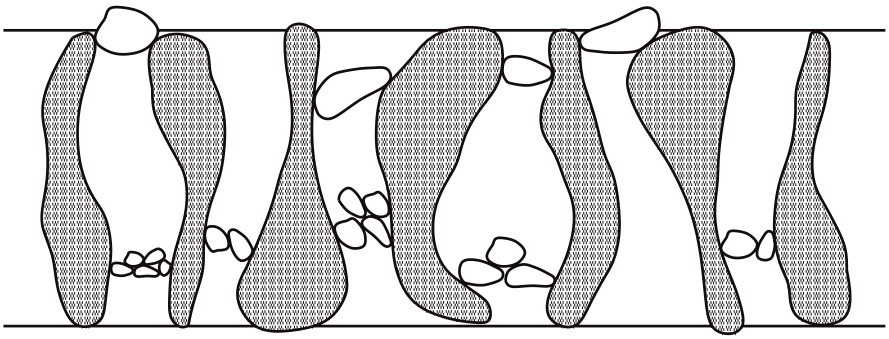


Figura 4.4.6 - Mecanismos de colmatação de um filtro geotêxtil

No bloqueio da entrada dos poros, somente uma pequena parte do solo obstrui internamente os vazios do geotêxtil, enquanto as aberturas superficiais do filtro são fechadas por partículas maiores. Este é um mecanismo particularmente importante no caso de solos com curva granulométrica descontínua (solos de graduação aberta) e que estão expostos ao fenômeno de subfusão (movimento de partículas mais finas através dos poros da matriz do solo formada por partículas maiores).

No bloqueio interno dos vazios, o geotêxtil pode perder muito de sua permeabilidade devido ao fechamento de seus vazios pelas partículas de solo retidas no seu interior.

Existem atualmente vários critérios propostos para o projeto dos filtros geossintéticos com diferentes considerações, porém a grande maioria deles está baseada na relação:

$$O_{95} < d_{85}$$

Sendo d_{85} o diâmetro da peneira equivalente que permite a passagem de 85% do solo a filtrar e O_{95} a abertura de filtração do geotêxtil.

Um dos critérios mais utilizados é o critério do Comitê Francês de Geotêxtil e Geomembrana (CFGG) de 1986, devido a sua simplicidade e também porque tal critério permite considerar diversas situações.

4.4.3.2 Colocação do geotêxtil

O geotêxtil é geralmente empregado ao tardoz das estruturas na interface entre os gabiões e o material de aterro (figura 4.4.7), especialmente quando estas estruturas também têm a função de defesa hidráulica (fluvial, lacustre ou marítima) e nos casos em que o material de aterro necessite de tal proteção.

Quando o solo de fundação apresentar baixa capacidade de suporte ou estiver sujeito à saturação, pode-se recomendar a adoção de um geotêxtil na interface fundação-estrutura. Neste caso o geotêxtil desempenhará as funções de separação e reforço (figura 4.4.7) e deverá ser corretamente dimensionado para suportar tais esforços.

O geotêxtil, que é fornecido separadamente, deve ser cortado em panos de dimensões adequadas.

Deve-se ter cuidado com o geotêxtil, durante o manuseio, para que o mesmo não seja sujo por barro, graxa, etc., fato que poderia comprometer sua permeabilidade (colmatação).

Aproveitando as sobras do arame de amarração, o geotêxtil pode ser fixado, com dois pontos a cada metro, na aresta superior ou posterior do gabião, ajustando-o ao paramento interno.

Para manter a continuidade do filtro, deve-se prever uma sobreposição mínima de 30 cm, ao final de cada pano ou, com equipamento adequado, proceder a costura entre os painéis de geotêxtil.

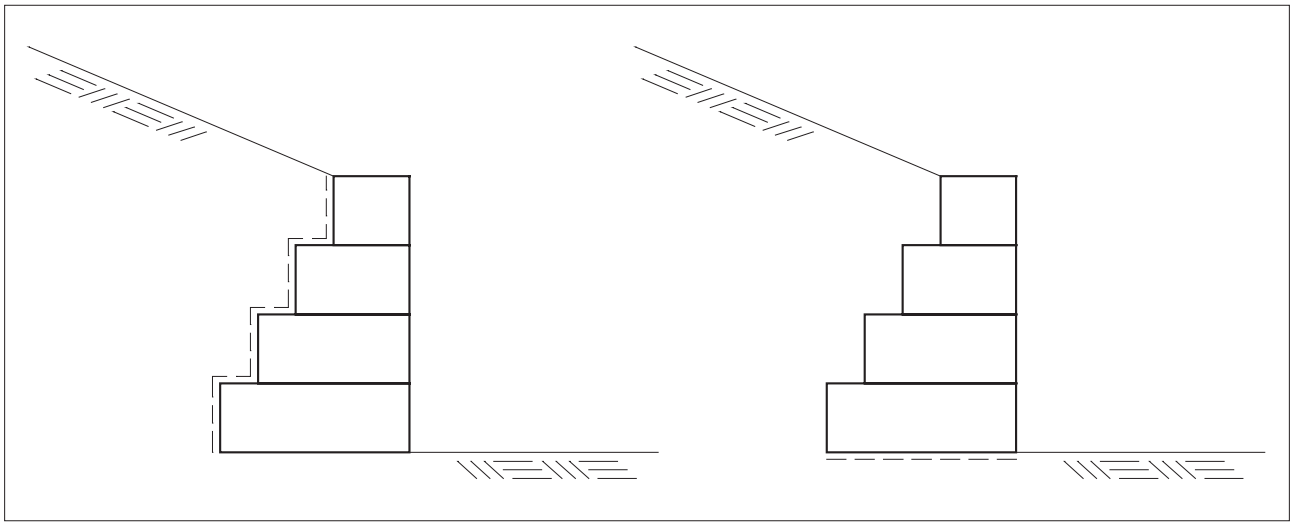


Figura 4.4.7 – Detalhe do posicionamento do filtro geotêxtil ao tardoz ou na base da estrutura

4.5 Informações práticas complementares

4.5.1 Nível da fundação

É aconselhável engastar a estrutura de, no mínimo, 0,30 m com a finalidade de aumentar a sua resistência ao deslizamento e para promover a retirada da camada superficial de solo orgânico, não recomendada para fundação.

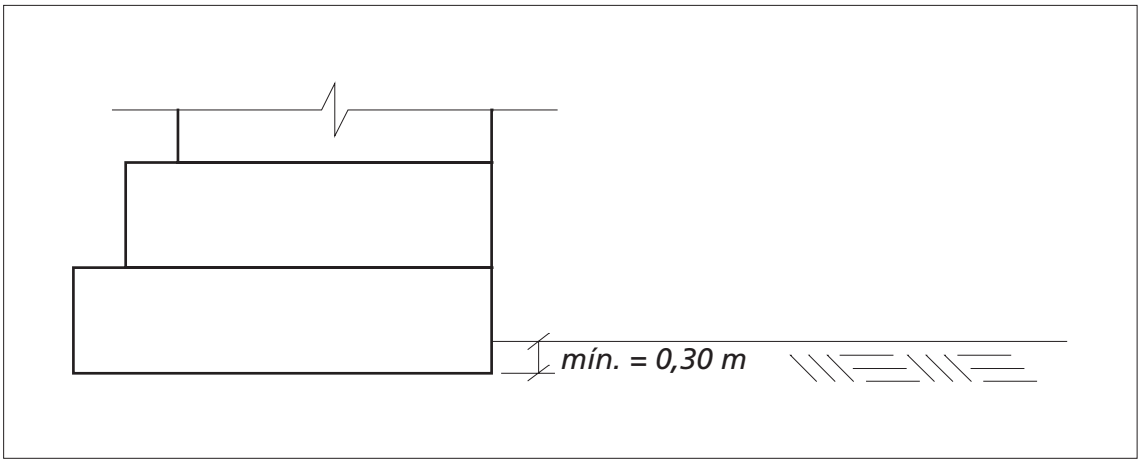


Figura 4.5.1 - Detalhe do engastamento da base da estrutura no solo de fundação

4.5.2 Preparação da fundação

Normalmente, a preparação da fundação resume-se ao nivelamento do terreno na cota de apoio da estrutura. Quando se deseja melhorar a capacidade de suporte do solo de fundação, pode-se prever um lastro de pedras ou de concreto magro sobre esse solo, como mostrado nas figuras a seguir.

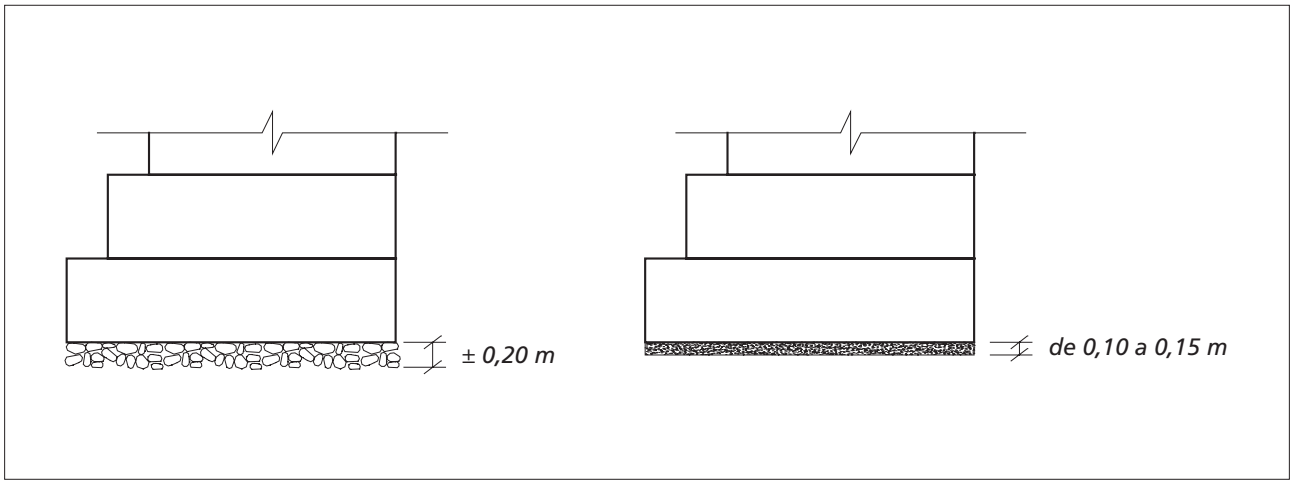


Figura 4.5.2 - Detalhe da preparação do terreno na cota de apoio da estrutura

4.5.3 Gabiões das camadas de base

Para estruturas com altura acima de 5,0 m, recomenda-se que os gabiões que formam as camadas próximas da base apresentem altura de 0,5 m, pois devido a sua maior quantidade de malha de aço por m^3 apresenta, conseqüentemente, maior resistência aos esforços de compressão e corte. O resultado é uma estrutura muito mais eficiente, tanto do ponto de vista estrutural, como também do estético.

4.5.4 Posicionamento dos gabiões na estrutura

Sempre que possível, principalmente nas camadas de base de estruturas altas, recomenda-se posicionar os gabiões com a dimensão do comprimento (a maior) ortogonal à face externa da estrutura. Esse posicionamento também proporciona à mesma maior resistência aos esforços de compressão e corte.

4.5.5 Escalonamento entre camadas

Recomenda-se que o acréscimo ou decréscimo do comprimento transversal entre as camadas da estrutura não exceda a 0,5 m para estruturas com degraus internos ou externos, podendo chegar a 1,0 m nas estruturas com degraus centralizados. Para a camada de base podem ser aceitos acréscimos de até duas vezes aqueles indicados anteriormente.

A última camada de gabiões da estrutura (topo) deverá ter comprimento transversal mínimo de 1,0 m.

4.5.6 Escalonamento interno e externo

Estruturas com degraus internos e paramento externo plano geralmente são preferidas por razões estéticas ou de limitação de espaço. Do ponto de vista estático, as estruturas com degraus externos resultam mais estáveis.

Para estruturas com escalonamento interno e altura superior a 5,0 m, recomenda-se que a camada de base seja disposta com escalonamento externo (figura 4.5.3). É também conveniente que essas estruturas sejam inclinadas em pelo menos 6º ou apresentem escalonamento externo de 10cm entre camadas. Esses procedimentos contribuem para a melhor estética da obra, principalmente se a estrutura apresentar pequenas deformações.

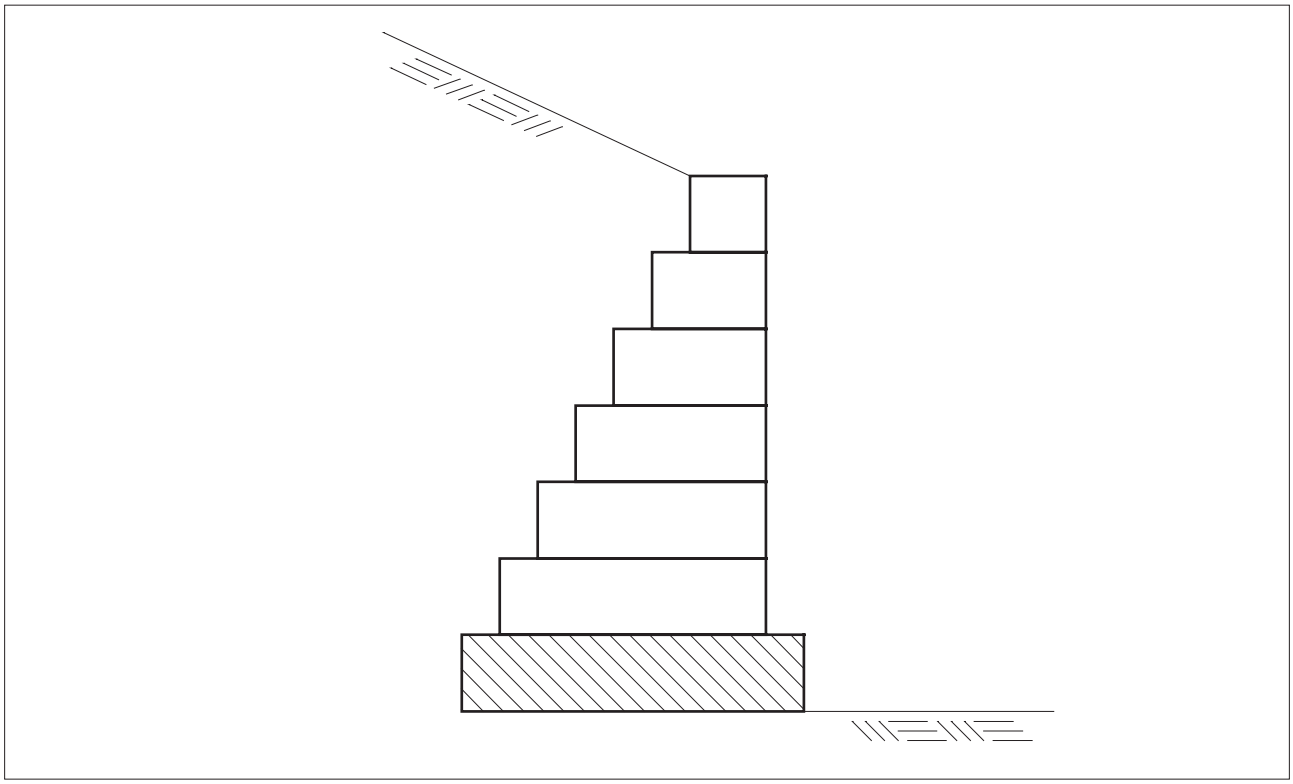


Figura 4.5.3 - Detalhe dos degraus junto à cota de apoio da estrutura

4.5.7 Plataformas de deformação

Sempre que a estrutura de contenção também funcionar como defesa fluvial, é necessário prever, à frente desta, uma plataforma de deformação em colchões Reno®, para evitar erosão no solo de apoio e conseqüente solapamento da estrutura (figura 4.5.4).

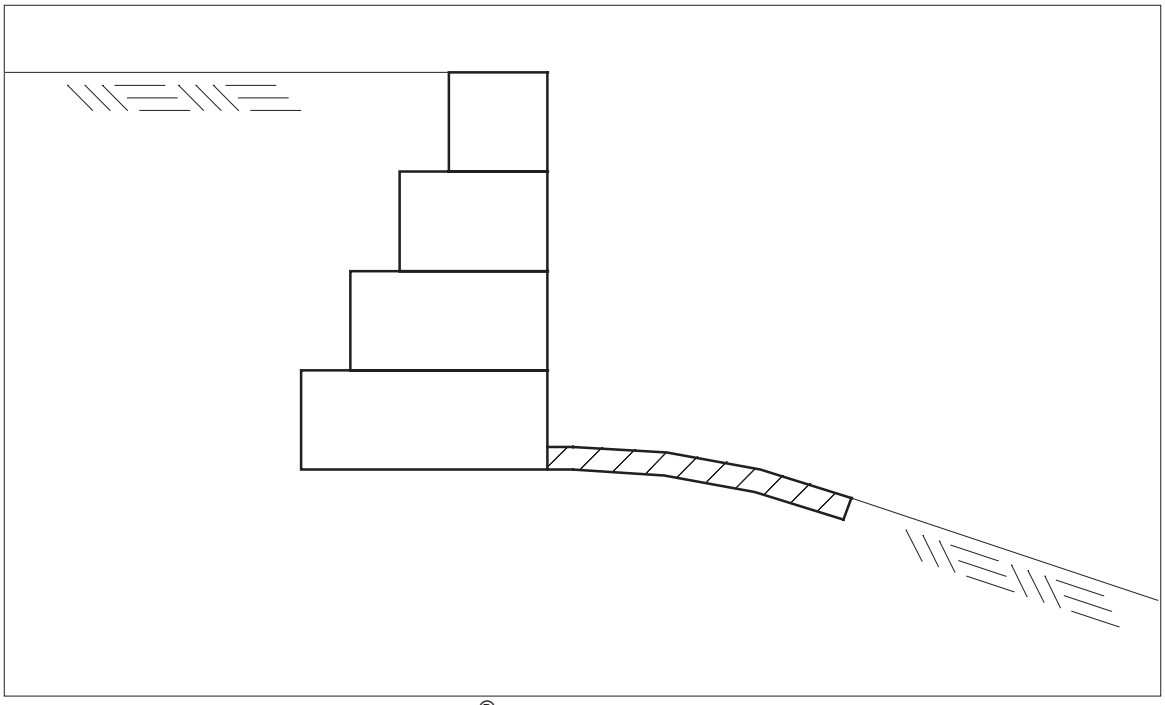


Figura 4.5.4 - Plataforma em Colchões Reno® para proteção do pé da estrutura

4.5.8 Transposição de tubos, vigas, etc.

Esses tipos de intersecções, que são comuns em obras longitudinais, principalmente aquelas de defesa fluvial, e que representam problemas a outras soluções de contenção, são facilmente sistematizadas nas estruturas em gabiões, pois basta dobrar ou cortar os elementos que são atravessados por tais interferências, fazendo com que a estrutura em gabiões envolva as mesmas.

Figura 4.5.5 - Detalhe da estrutura adaptada às interferências

4.5.9 Transição com outros tipos de estruturas

O encontro de uma estrutura em gabiões com outro tipo de estrutura pre-existente (concreto, enrocamento, etc.) não requer nenhum cuidado ou técnica especial. É suficiente que os gabiões que formam a transição fiquem totalmente alinhados e encostados à outra estrutura evitando assim a fuga do material a ser protegido.

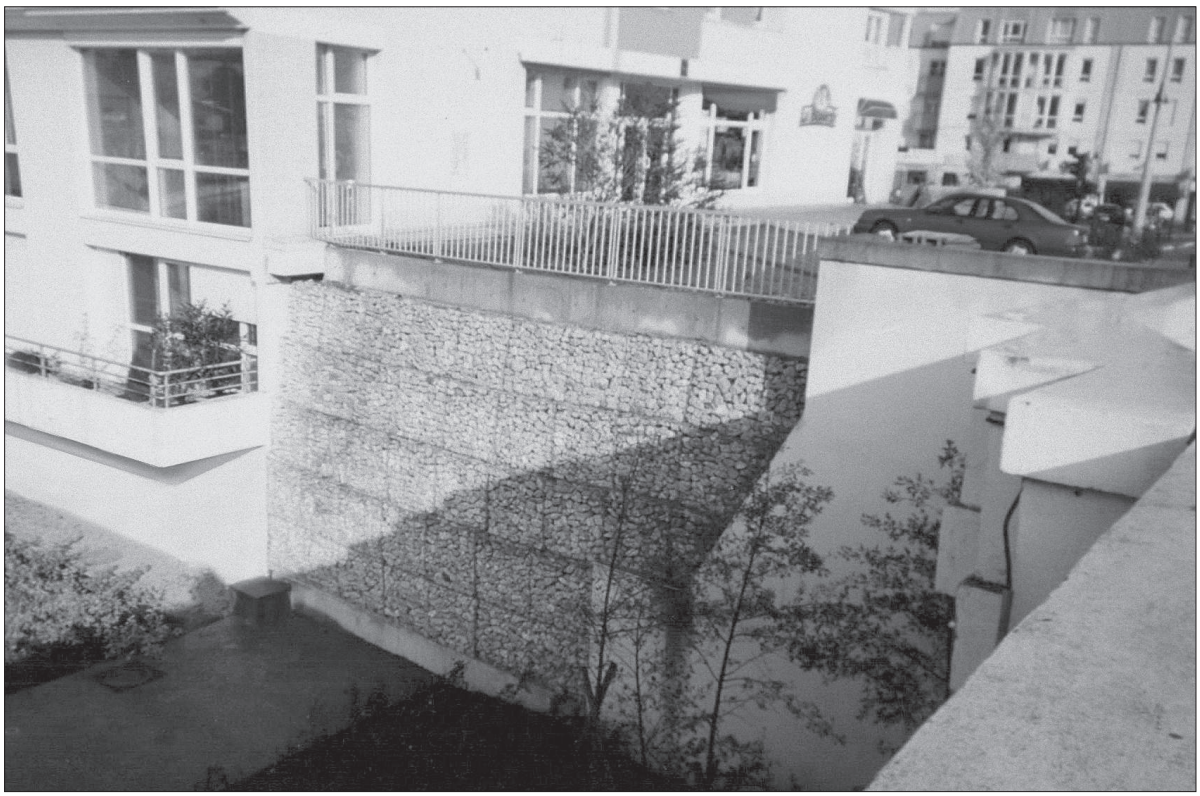


Figura 4.5.6 - Detalhe de uma transição

5. Referências Bibliográficas

[1] Heyman, J., Coulomb's Memoir on Statics: An Essay in the History of Civil Engineering, London Imperial College Press, 1997.

[2] Colorado Test Center, INC., Tensile Testing of Small Diameter Wire Mesh, Denver, 1983.

[3] Maccaferri S.p.A., Structure flessibili in gabbioni nelle opere di sostegno delle terre. Bologna – Itália, 1986.

[4] Bishop, A. W. and Hankel, D. J., The measurement of soil properties in the triaxial test, New York: Wiley, 1974.

[5] Head, K. H., Manual of Soil Laboratory Testing. Vol. 2, London: Pentech, 1988.

[6] Cedergren, H. R., Seepage, Drainage and Flow Nets, New York: J. Wiley, 1967.

[7] Jàky, J., "The coefficient of earth pressures at-rest", Journal for Society of Hungarian Architects and Engineers, Budapest, Hungary, pp 355-358, 1944.

[8] Bowles, J. E., Foundation analysis and design, third edition, McGraw-Hill, 1982.

[9] Terzaghi, K. & Peck, R. B., Soil mechanics in engineering practice, second edition, John Wiley & Sons, New York, 1967.

[10] Boussinesq, M. J., Application de potentiels à l'étude de l'équilibre et du movvement des solides elastiques, Gauthier-Villars, Paris, 1885.

[11] Terzaghi, K., Anchored Bulkheads, Transactions ASCE, V. 119, pp 1243-324, 1955.

[12] Barros, P. L. A., Empuxo exercido por maciço não homogêneo sobre muros de arrimo, Simpósio de Informática em Geotecnia, Associação Brasileira de Mecânica dos Solos - NRSP, pp 159-166, 1994.

[13] Wu, T. H. Retaining walls, Foundation engineering handbook, eds: Winterkorn, H. F. & Fang, H. Y., Van Nostrand Reinhold, New York, pp 402-17, 1975.

[14] Seed, H. B. & Whitman, R. V., Design of earth retaining structures for dynamic loads, ASCE Spec. Conf. Lateral Stresses in the Ground and Design of Earth Retaining Structures, pp 103-47, 1970.

[15] Caquot, A & Kerisel, J., Tables for Calculation of Passive Pressure, Active Pressure

and Bearing Capacity of Foundations, Gaulthier-Villars, Paris, 1948.

[16] Terzaghi, K., Theoretical Soil Mechanics. John Wiley, New York, 1943.

[17] Barros, P. L. A., Análise e Dimensionamento de Muros de Arrimo de Gabiões, GCP Engenharia, Projetos e Consultoria S/C Ltda., São Paulo, 1992.

[18] Brinch Hansen, J., A revised and extended formula for bearing capacity, Bulletin Nº. 28, Danish Geotechnical Institute, Copenhagen, 1970.

[19] Fellenius, W., Erdstatiche Berechnungen, W. Ernst und Sohn, Berlin, 1927.

[20] Bishop, A. W., The use of the slip circle in the stability analysis of slopes, Géotechnique, 5(1)7-17, 1955.

[21] Nguyen, V. U., Determination of critical slope failure surfaces, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 111(2)238-50, 1985.

[22] Maccaferri Gabiões do Brasil Ltda., Estruturas flexíveis em gabiões para obras de contenção, Publicação técnica, 1990.

[23] Kézdi, A., Lateral earth pressure, Foundation engineering handbook, eds: Winterkorn, H. F. & Fang, H. Y., Van Nostrand Reinhold, New York, pp 197-220, 1975.

[24] Chang, C. S. & Chap, S. J., "Discrete Element analysis for active and passive pressure distribution on retaining wall". Computer and Geotechnics, 16 pp 291-310, 1994.

[25] Clough, A. & Duncan, J. M., "Finite element analysis of retaining wall behaviour", Journal of the soil mechanics and foundation division, ASCE, 97(12), pp 1657-1674, 1971.

[26] Clough, A. & Duncan, J. M., "Earth pressures in: Foundation Engineering Handbook", Second edition, Edited by Fang, H. Y. van Nostrand, New York, pp 223-235, 1990.

[27] Hartmann, F., Introduction to Boundary Elements, Springer-Verlag, Berlin, 1989.

[28] Massad, Faiçal, Obras de terra: curso básico de geotecnia / Faiçal Massad. São Paulo: Oficina de Textos, 2003.

[29] Carvalho, Pedro Alexandre Sawaya de, DER SP – Departamento de Estradas de

Rodagem do Estado de São Paulo, Taludes de Rodovias – Orientação para diagnóstico e soluções de seus problemas – São Paulo: Instituto de Pesquisas Tecnológicas, 1991 (Publicação IPT; nº. 1843).

[30] Raimundo C. Lopez A., Ramon A. Veja E., Analisis comparativo entre um muro de gavión y un muro de concreto armado, Tesis de licenciatura – Universidad Santa Maria La Antígua, Panamá – 1988.

[31] Koerner, Robert M., Designing with geosynthetics / Robert M. Koerner, 4th ed. P. cm. Prentice-Hall, Inc., Simon & Schuster / A Viacom Company - Upper Saddle River, New Jersey 07458.

© Maccaferri do Brasil

Distribuição Gratuita

ABMS

ABINT
Associação Brasileira das Indústrias de Não-tecidos e Tecidos Técnicos

IECA
International Erosion Control Association
CORPORATE MEMBER

igs CORPORATE MEMBER

Sistema de Gestão de Qualidade
Certificado de Conformidade com a Norma ISO 9001
ISO 9001

MACCAFERRI
AMERICA LATINA

Matriz.
Av. José Benassi, 2601 - Distrito Industrial FazGran
CP 520 - CEP 13.213.085 - Jundiaí - SP- Brasil
Tel.: (11) 4525-5000
E-mail: info.br@maccaferri.com
www.maccaferri.com/br

Unidade Centro-Norte.
Tel.: (62) 3661-0030
E-mail: goiania.br@maccaferri.com

Unidade Minas Gerais.
Tel.:(31) 3497-4455
E-mail: belohorizonte.br@maccaferri.com

Unidade Nordeste.
Tel.: (81) 3271-4780
E-mail: recife.br@maccaferri.com

Unidade Sudeste.
Rio de Janeiro:
Tel.: (21) 3431-3610
E-mail: rio.br@maccaferri.com

São Paulo:
Tel.: (11) 4525-5000
E-mail: saopaulo.br@maccaferri.com

Unidade Sul.
Tel.: (41) 3286-4688
E-mail: sul.br@maccaferri.com