

*Denise Gerscovich  
Bernadete Ragoni Danziger  
Robson Saramago*

# Contencções

**teoria e  
aplicações  
em obras**

oficina **de** textos

*Denise Gerscovich  
Bernadete Ragoni Danziger  
Robson Saramago*

# Contenções

**teoria e  
aplicações  
em obras**

**oficina de textos**

© Copyright 2016 Oficina de Textos

Grafia atualizada conforme o Acordo Ortográfico da Língua Portuguesa de 1990, em vigor no Brasil desde 2009.

CONSELHO EDITORIAL Arthur Pinto Chaves; Cylon Gonçalves da Silva;  
Doris C. C. K. Kowaltowski; José Galizia Tundisi;  
Luis Enrique Sánchez; Paulo Helene;  
Rozely Ferreira dos Santos; Teresa Gallotti Florenzano

CAPA E PROJETO GRÁFICO Malu Vallim

DIAGRAMAÇÃO E PREPARAÇÃO DE FIGURAS Alexandre Babadobulos

PREPARAÇÃO DE TEXTO Hélio Hideki Iraha

REVISÃO DE TEXTO Paula Marcele Sousa Martins

IMPRESSÃO E ACABAMENTO Rettec artes gráficas

**Dados Internacionais de Catalogação na Publicação (CIP)**  
**(Câmara Brasileira do Livro, SP, Brasil)**

---

Gerscovich, Denise

Contenções : teoria e aplicações em obras /  
Denise Gerscovich, Bernadete Ragoni Danziger,  
Robson Saramago. -- São Paulo : Oficina de  
Textos, 2016.

Bibliografia.

ISBN 978-85-7975-248-3

1. Contenções 2. Engenharia civil 3. Geotécnica  
I. Danziger, Bernadete Ragoni. II. Saramago, Robson.  
III. Título.

16-07176

CDD-624

---

**Índices para catálogo sistemático:**

1. Contenções : Engenharia civil 624

Todos os direitos reservados à Editora Oficina de Textos  
Rua Cubatão, 798  
CEP 04013-003 São Paulo SP  
tel. (11) 3085 7933  
www.ofitexto.com.br  
atend@ofitexto.com.br

## APRESENTAÇÃO

O livro apresenta de forma bem organizada informações teóricas e práticas úteis a projetistas e estudantes interessados no tema de contenções. Apresentam-se de forma cuidadosa e objetiva procedimentos para o cálculo de empuxo de terras, bem como aspectos relacionados ao projeto e à construção de obras de contenção. Trata-se de um assunto clássico da Engenharia Geotécnica que é constantemente revisitado em razão de sua importância. Além disso, discutem-se os métodos clássicos e também se expõem os avanços mais recentes nessa linha, como técnicas de projeto e análise de muros e taludes de solos reforçados, que é contemplada por capítulo específico ao final deste livro. Mostra-se também um estudo de caso que destaca com bastante propriedade a importância que particularidades geológicas podem vir a representar no comportamento de estruturas de contenção.

Os três autores são bastante conhecidos na comunidade da Engenharia Geotécnica. Com atuação na prática de projeto e no ensino, apresentam contribuições reconhecidas por sua qualidade técnica. Acompanho suas trajetórias há muito tempo, tendo sido professor na pós-graduação na Coppe de Robson Saramago e Bernadete Danziger – fui orientador de mestrado e doutorado do primeiro. Conheço Denise ainda há mais tempo – frequentava minha casa nos idos da década de 1970 como colega de minha irmã Ruth no CAp da Uerj. Depois nos reencontramos novamente em eventos técnicos organizados pela comunidade geotécnica.

Denise Gerscovich atua em estabilidade de encostas e contenções. Professora e pesquisadora de longa data nesses temas, publicou um livro sobre estabilidade de encostas e nos brinda agora com este novo livro sobre contenções.

Robson Saramago atua como projetista e professor em Geotecnia e tem inúmeros projetos em contenções, escavações e obras de terra.

Desenvolveu pesquisas em assuntos relacionados ao tema de contenções, tendo recebido o Prêmio Costa Nunes por sua tese de doutorado sobre muros de solo reforçados.

Bernadete Ragoni Danziger atua há longa data como projetista, professora e pesquisadora de fundações e escavações e é reconhecida referência nesses temas. Destaca-se por um trabalho cuidadoso e sério em tudo de que participa. Característica que também pode ser estendida aos demais.

*Mauricio Ehrlich*

*Professor titular*

*Coppe e Poli da Universidade Federal do Rio de Janeiro (UFRJ)*

# SUMÁRIO

## PARTE 1 | EMPUXOS DE TERRA

<b>1 – EMPUXOS DE TERRA, 9</b>	
1.1 Definição de empuxo .....	9
1.2 Estados de equilíbrio plástico .....	15
<b>2 – TEORIA DE EMPUXO APLICADA A ESTRUTURAS RÍGIDAS – MUROS DE CONTENÇÃO, 19</b>	
2.1 Mobilização dos estados ativo e passivo.....	19
2.2 Teoria de Rankine.....	21
2.3 Teoria de Coulomb .....	42
<b>3 – TEORIA DE EMPUXO APLICADA A ESTRUTURAS ENTERRADAS – CORTINAS, 71</b>	
3.1 Tipos de cortina .....	72
3.2 Cálculo do empuxo.....	74
<b>4 – ASPECTOS ADICIONAIS DE ESCAVAÇÕES, 129</b>	
4.1 Verificação de estabilidade em cortinas.....	129
4.2 Estabilidade do fundo de escavação.....	136
4.3 Movimentos associados a escavações .....	156
4.4 Comentários finais .....	175

## PARTE 2 | PROJETO E CONSTRUÇÃO DE OBRAS DE CONTENÇÃO

<b>5 – INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA, 181</b>	
5.1 Objetivo .....	181
5.2 Levantamento topográfico .....	182
5.3 Métodos diretos.....	183
5.4 Fatores que afetam o SPT.....	185
5.5 Correlações do $N_{spt}$ com parâmetros de resistência dos solos.....	186
5.6 Aspectos geológicos.....	189

<b>6 – DIMENSIONAMENTO DE MUROS DE ARRIMO, 193</b>	
6.1 Tipos de muro.....	193
6.2 Influência da água .....	203
6.3 Verificação da estabilidade do muro de arrimo.....	206
<b>7 – CORTINA ATIRANTADA, 225</b>	
7.1 Características e detalhes construtivos .....	225
7.2 Elementos de uma cortina.....	235
7.3 Proteção contra a corrosão.....	237
7.4 Estabilidade das cortinas atirantadas.....	239
7.5 Método de Coulomb adaptado .....	240
7.6 Processo Rodio.....	241
7.7 Método brasileiro (Prof. Costa Nunes).....	242
7.8 Método de Ranke-Ostermayer.....	247
7.9 Dimensionamento do bulbo (trecho ancorado).....	250
7.10 Cargas nas fundações das cortinas atirantadas .....	251
7.11 Recomendações para a elaboração do projeto de cortina atirantada .....	253
7.12 Composição de planilha de custos .....	255
<b>8 – MURO DE SOLO REFORÇADO, 261</b>	
8.1 Características e detalhes construtivos .....	261
8.2 Características dos geossintéticos para reforço.....	268
8.3 Mecanismos de interação solo-reforço e ponto de atuação da tensão máxima .....	272
8.4 Influência da compactação.....	273
8.5 Estabilidade externa .....	282
8.6 Estabilidade interna.....	283
8.7 Recomendações na execução de muros de solo reforçado.....	293
8.8 Eficiência da conexão entre o reforço e o faceamento.....	304
8.9 Planilha de composição de custos .....	309
<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS, 311</b>	

# parte 1

EMPUXOS DE TERRA



## 1.1 DEFINIÇÃO DE EMPUXO

Entende-se por empuxo de terra a ação horizontal produzida por um maciço de solo sobre as estruturas com ele em contato. Em outras palavras, o empuxo de terra é a resultante da distribuição das tensões horizontais atuantes em uma estrutura de contenção.

A determinação da magnitude do empuxo de terra é fundamental para o projeto de estruturas de contenção, tais como muros de arrimo, cortinas de estacas-prancha, paredes de subsolos e encontro de pontes. O valor da resultante de empuxo de terra, bem como a distribuição de tensões horizontais ao longo do elemento estrutural, depende de como o processo de interação solo-estrutura vai ocorrendo durante todas as fases da obra. O empuxo atuando sobre o elemento estrutural provoca deslocamentos horizontais que, por sua vez, alteram o valor e a distribuição do empuxo ao longo das fases construtivas da obra.

### 1.1.1 Empuxo no repouso - condição geostática

As tensões iniciais são aquelas originadas pelo peso próprio do maciço. O cálculo desse estado de tensões pode ser bastante complexo em casos de grande heterogeneidade e topografia irregular.

Existem situações, entretanto, frequentemente encontradas na Geotecnia, em que o peso do solo resulta em um padrão de distribuição de tensões bastante simplificado. Essa situação, denominada geostática, admite as seguintes características:

- superfície do terreno horizontal;
- subcamadas horizontais;
- pouca variação das propriedades do solo na direção horizontal.

Na condição geostática não existem tensões cisalhantes atuando nos planos vertical e horizontal; com isso, esses planos correspondem aos planos principais de tensão. Esse cenário pode ser idealizado com

---

**QUADRO 1.1** CORRELAÇÕES EMPÍRICAS PARA A ESTIMATIVA DE  $k_0$  (cont.)

Fonte	Equação	Observações
Massarch (1979)	$k_0 = 0,44 + 0,42 \frac{I_p}{100}$	$I_p$ = índice de plasticidade
Extensão da fórmula de Jaky	$k_0 = (1 - \text{sen } \phi') (OCR)^{\text{sen } \phi'}$ Forma simplificada: $k_0 = 0,5 (OCR)^{0,5}$	Aplicável a argilas pré-adensadas OCR = razão de pré-adensamento
Alpan (1967)	$k_0(OC) = k_0(NC) OCR^\eta$	Aplicável a argilas pré-adensadas $k_0(OC)$ = $k_0$ do material pré-adensado $k_0(NC)$ = $k_0$ do material normalmente adensado $\eta$ = constante, em regra entre 0,4 e 0,5
Holtz e Kovacs (1981)	$k_0 = 0,44 + 0,0042 I_p$	Aplicável a argilas normalmente adensadas
Mayne e Kulhawy (1982)	$k_0 = k_{0nc} OCR^{\text{sen } \phi'}$	Aplicável a argilas e solos granulares

### 1.1.2 Empuxo passivo × empuxo ativo

Nos problemas de fundações, a interação das estruturas com o solo implica a transmissão de forças predominantemente verticais. Contudo, são também inúmeros os casos em que as estruturas interagem com o solo por meio de forças horizontais, denominadas empuxo de terra. Neste último caso, as interações dividem-se em duas categorias.

A primeira categoria verifica-se quando determinada estrutura é construída para suportar um maciço de solo. Nesse caso, as forças que o solo exerce sobre as estruturas são de natureza ativa. O solo “empurra” a estrutura, que reage, tendendo a afastar-se do maciço. Na Fig. 1.4 são apresentadas duas obras desse tipo.

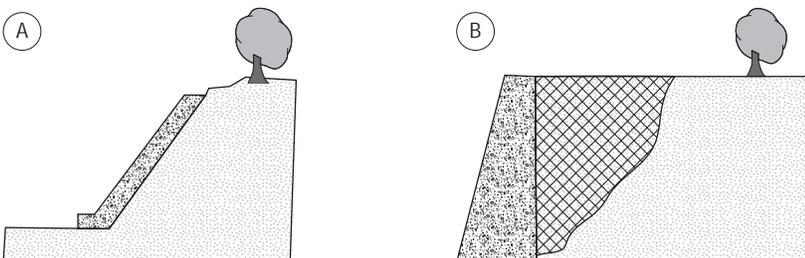


Fig. 1.4 Exemplos de obra em que os empuxos são de natureza ativa: (A) muro de proteção contra a erosão superficial; (B) muro gravidade

# TEORIA DE EMPUXO APLICADA A ESTRUTURAS RÍGIDAS – MUROS DE CONTENÇÃO

# 2

Muros são estruturas de contenção que garantem a estabilidade, basicamente, a partir do seu peso próprio. Geralmente, esse tipo de solução é utilizado para conter desníveis pequenos ou médios, inferiores a cerca de 5 m. Os muros de arrimo podem ser de vários tipos: gravidade (construídos de alvenaria, concreto, gabiões ou pneus), de flexão (com ou sem contraforte) e com ou sem tirantes. Alguns exemplos de soluções de muros de contenção são mostrados na Fig. 2.1.

## 2.1 MOBILIZAÇÃO DOS ESTADOS ATIVO E PASSIVO

A mobilização dos estados de plastificação pressupõe haver uma movimentação da estrutura no sentido de aliviar (condição ativa) ou aumentar (condição passiva) as tensões horizontais existentes na massa de solo.

Surge, então, a seguinte questão: qual será a magnitude de deslocamento necessária para atingir a condição de plastificação?

Os deslocamentos relativos entre o muro e o solo, necessários para mobilizar os estados ativo e passivo, dependem do tipo de solo e da trajetória de tensões. A Fig. 2.2 ilustra uma variação típica do coeficiente de empuxo ( $k$ ) em função do deslocamento de translação lateral de um muro rígido em relação ao retroaterro (Rowe; Peaker, 1965; Terzaghi; Peck, 1967). Pode-se notar que o movimento lateral necessário para atingir o estado ativo é muito reduzido, da ordem de 0,1% a 0,4% da altura do muro, dependendo da densidade do solo. Por exemplo, para um muro com altura  $H = 4$  m com retroaterro de areia compacta, um deslocamento horizontal  $x = 4$  mm é em geral suficiente para mobilizar o estado ativo. Por outro lado, a mobilização da condição de plastificação passiva requer deslocamentos do muro significativamente maiores ( $x = 1\%$  a  $4\% H$ ).

De certa forma, é intuitivo concluir que as deformações necessárias para mobilizar o estado ativo devem ser menores do que as necessárias para mobilizar o estado passivo. No estado ativo, o solo sofre uma

---

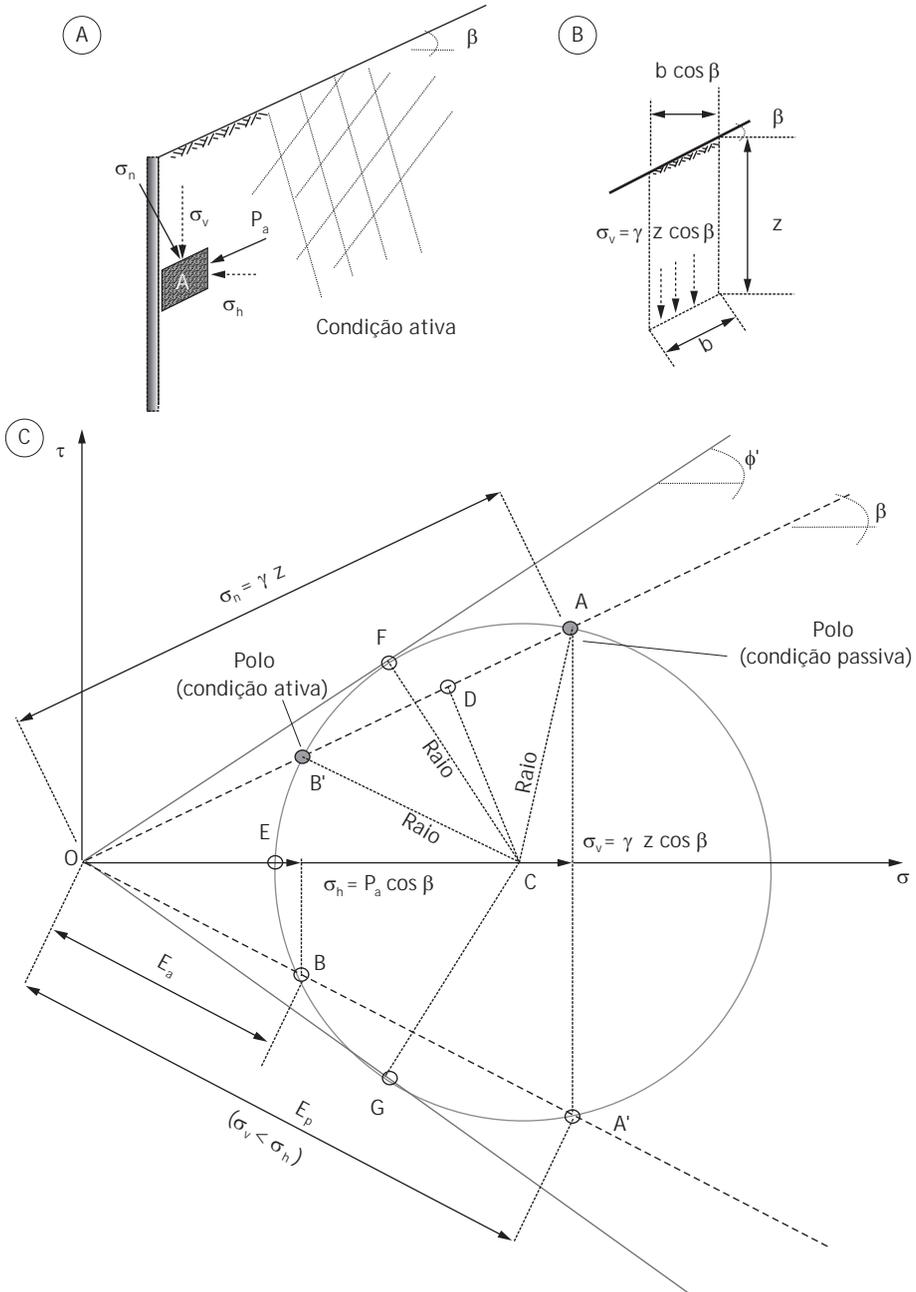


Fig. 2.12 Aplicação do método de Rankine a maciços com superfície inclinada: (A) tensões atuantes no elemento A; (B) tensão vertical em elemento inclinado; (C) tensões determinadas no círculo de Mohr  
 Fonte: Craig (1974).

Para os casos de sobrecarga pontual ou distribuída em linha, o ponto de aplicação do empuxo varia para três situações distintas, como mostra a Fig. 2.39. Na Fig. 2.39A, o ponto de aplicação do empuxo é obtido traçando-se uma reta passando pelo baricentro  $CG$  da cunha  $ABC_1$ , sendo paralela ao plano de escorregamento  $AC$ . Nas Figs. 2.39B,C, o ponto de aplicação varia dependendo da posição da carga concentrada ( $V$ ).

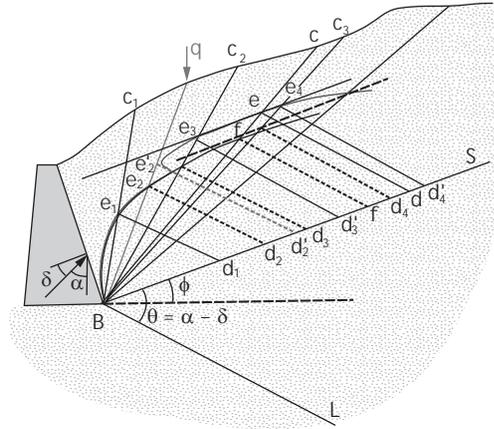


Fig. 2.38 Método de Culmann com sobrecarga em linha

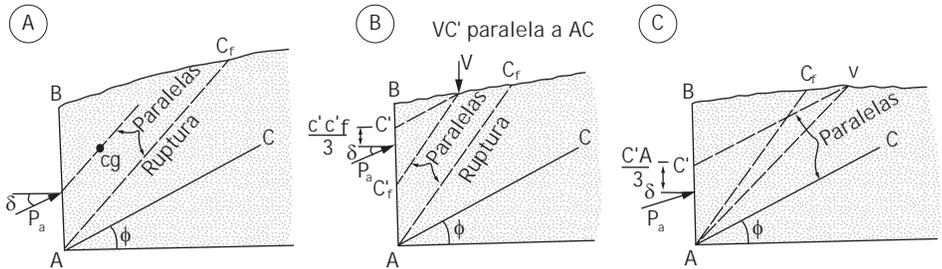


Fig. 2.39 Ponto de aplicação do empuxo

### 2.3.6 Método do círculo de atrito - empuxo passivo

Os métodos de Coulomb e Culmann, apesar de incorporarem o fato de a rugosidade da parede mobilizar resistência no contato solo-estrutura, assumem como hipótese a superfície de ruptura plana. No entanto, as tensões cisalhantes tornam a superfície de ruptura curva. Do ponto de vista prático, essa curvatura pode ser desprezada para a condição ativa e, portanto, qualquer um dos métodos mencionados pode ser utilizado. Por outro lado, na condição passiva, a curvatura é mais acentuada e não deve ser desprezada, particularmente quando a parcela de atrito solo-estrutura ( $\delta$ ) é superior à terça parte do coeficiente de atrito do solo; isto é, quando  $\delta < \frac{\phi}{3}$ , a curvatura da superfície de ruptura deve ser levada em conta. Caso contrário, o empuxo passivo será sobre-estimado e contra a segurança.

- iii. pelo ponto  $F$ , traçar uma paralela à direção de  $C1$  até encontrar o prolongamento de  $Q_c$ , definindo o ponto  $G$ ;
- iv. pelo ponto  $G$ , traçar uma paralela à resultante das forças conhecidas ( $S$ ) até encontrar o prolongamento da direção do empuxo passivo ( $E_p$ ), definindo o ponto  $I$ ;
- v. a resultante passa pelo ponto  $I$  e é tangente ao círculo  $r \text{ sen } \phi'$ .

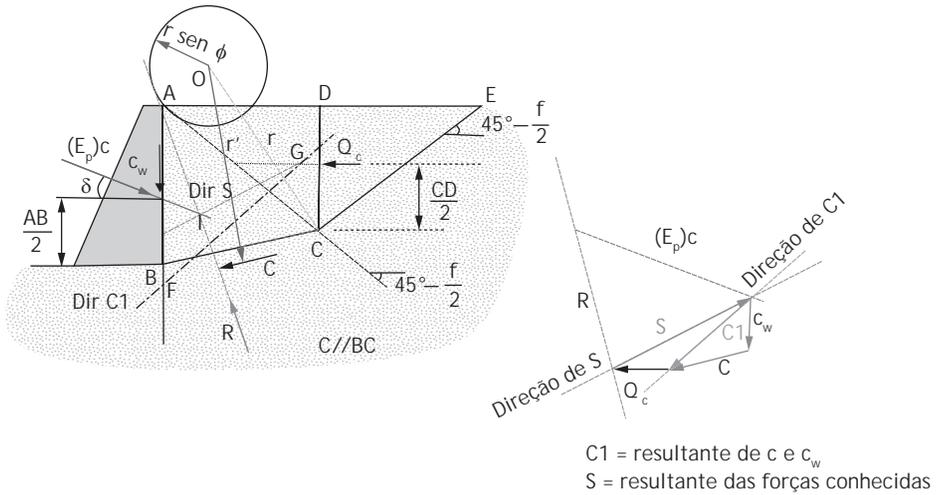


Fig. 2.42 Superfície curva - empuxo passivo ( $\gamma = 0$  e  $c \neq 0$ )

**Exemplo 2.8 Método do círculo de atrito - empuxo passivo - solo coesivo**

Dada uma estrutura de 5 m de altura, calcular a força passiva para a superfície inclinada de  $30^\circ$  levando em conta os seguintes parâmetros do solo:  $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ ,  $\phi = 30^\circ$  e  $c = 10 \text{ kPa}$ .

*Solução*

Cálculo da primeira parcela: considerando o solo não coesivo

- i. traçar as retas partindo de  $A$  e  $E$  com a inclinação de  $30^\circ$  ( $45^\circ - \phi/2$ ),
- ii. realizar o cálculo para o empuxo passivo da cunha  $EDC$  (altura  $CD = 4,33 \text{ m}$ ) segundo Rankine para solos não coesivos:

$$Q = E_p = \frac{\gamma h^2 k_p}{2} = \frac{20(4,33)^2 6,11}{2} = 1.144,7 \text{ kN/m}$$

# TEORIA DE EMPUXO APLICADA A ESTRUTURAS ENTERRADAS – CORTINAS

# 3

Ao contrário dos muros, as estruturas de contenção esbeltas, denominadas cortinas, estão sujeitas a deformações por flexão. As cortinas são recomendadas quando não se dispõe de área suficiente para abrigar a base do muro e/ou quando se trata de conter desníveis superiores a 5 m.

As cortinas são elementos de contenção muito utilizados em escavações para projetos de fundações e de obras subterrâneas (metrô, galerias, tubulações enterradas, subsolos de edifícios etc.) e como estruturas portuárias. A Fig. 3.1 ilustra exemplos de diferentes soluções com cortinas. Verifica-se que, em determinadas situações, o trecho enterrado, denominado ficha, não é suficiente para garantir a estabilidade. Nesses casos, faz-se uso de tirantes ou estroncas.

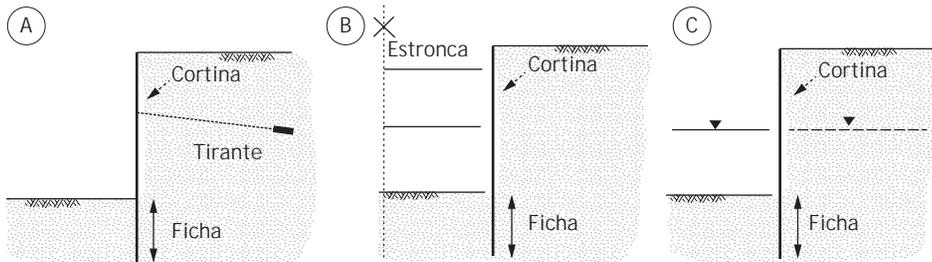


Fig. 3.1 Exemplos de cortinas: (A) atirantada; (B) estroncada; (C) em balanço

A construção da cortina pode envolver atividades de escavação, para o caso de obras subterrâneas, e/ou retroaterro. Como consequência da modificação do estado de tensões originais, a massa do solo adjacente sofrerá deslocamentos, os quais irão nortear o cálculo da distribuição das tensões horizontais nas estruturas enterradas. Como os deslocamentos a que as estruturas esbeltas são submetidas nem sempre atendem às hipóteses das teorias clássicas de Rankine e Coulomb, os métodos de cálculo, em algumas situações, foram concebidos com base em monitoramento de obras, estudo de modelos reduzidos e simulações numéricas.

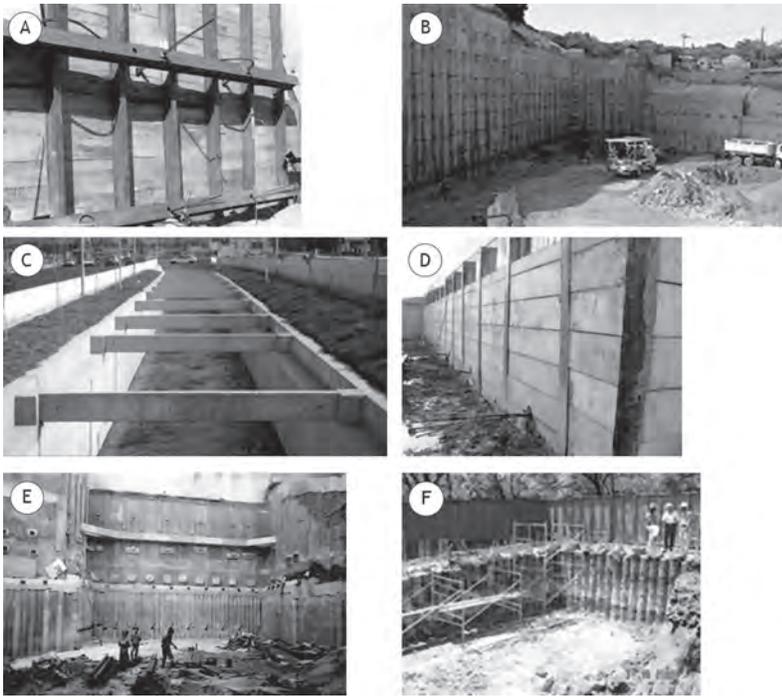


Fig. 3.2 Exemplos de soluções executivas: (A) cortina de perfis com prancha de madeira com viga de solidarização; (B) cortina atirantada; (C) parede de concreto estroçada; (D) perfil metálico com pranchão; (E) várias soluções; (F) cortina de estacas justapostas

Fonte: (A) Superfil Engenharia, (C) Fundesp e (F) Infraestrutura Engenharia.

As rupturas possíveis de ocorrer nas obras de escavações podem ser graves, resultando, inclusive, na morte de trabalhadores e no comprometimento da estabilidade das estruturas vizinhas. Evitar as rupturas é o problema principal.

Estas podem decorrer de vários fatores: tensões excessivas do sistema de suporte, aproximando-se da resistência dos materiais envolvidos, tais como esforços de flexão na cortina excedendo os valores resistentes, esforços nas estroças superando a carga-limite de flambagem, ficha insuficiente,

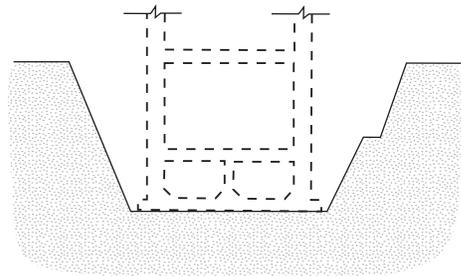


Fig. 3.3 Exemplo de solução em taludes

Caso não houver a presença de água no trecho da ficha, o peso específico submerso ( $\gamma'$ ) será substituído pelo peso específico úmido do solo ( $\gamma_p$ ) no trecho da ficha.

#### Ficha curta - método do apoio livre

Quando se considera o método do apoio livre, já se conhece a distribuição do empuxo resultante, calculado na seção anterior, “Ficha longa – método do apoio fixo”. Nesse caso, o apoio fictício muda de posição, passando a ser considerado na posição do centro de gravidade do empuxo passivo disponível, como mostra a Fig. 3.35.

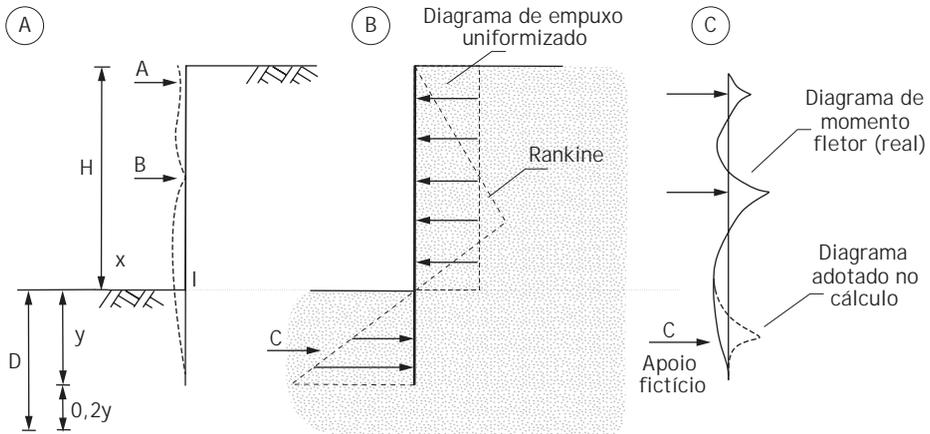


Fig. 3.35 Posição do apoio fictício (ponto C) do método do apoio livre: (A) deslocamento; (B) empuxo; (C) diagrama de momentos

Os cálculos devem seguir os seguintes passos:

- Desprezar o diagrama passivo, substituindo seu efeito por uma resultante ( $R_c$ ).
- Calcular as reações nos apoios ( $A$ ,  $B$  e  $C$ ) (Fig. 3.35), bem como os momentos fletores, por meio de soluções da hiperestática. Como o apoio é fictício, o diagrama de momentos calculado para o trecho inferior da cortina (curva tracejada – Fig. 3.35C) deve ser corrigido (adoçado) para sua forma mais provável.
- Comparar o valor calculado de  $R_c$  com a resultante do diagrama passivo disponível  $[R_c]_d$ :

#### 4.1 VERIFICAÇÃO DE ESTABILIDADE EM CORTINAS

Este capítulo inclui outras verificações necessárias à garantia da estabilidade da escavação e que não estão relacionadas à simples determinação do empuxo e ao cálculo da estabilidade da parede em si. De forma a não estender em demasiado o capítulo anterior, esses aspectos foram reunidos neste capítulo.

##### 4.1.1 Efeito de banquetas em escavações

Realizar a escavação da vala mantendo-se banquetas junto ao trecho escavado da cortina é um recurso utilizado, na prática, para a redução dos empuxos em determinada fase do projeto. Essa alternativa pode ser empregada no sentido da redução do empuxo ativo ou no aumento do empuxo passivo.

Em certas situações, o processo de execução da escavação pode ser otimizado reduzindo-se o número de escoras, o que sempre provê melhores condições de mobilidade na região escavada. O recurso de deixar a banquetta e mantê-la junto à cortina, no interior da vala, como mostra a Fig. 4.1, traz muitos benefícios, pois, além de aumentar o empuxo resistente, ajuda a reduzir os deslocamentos.

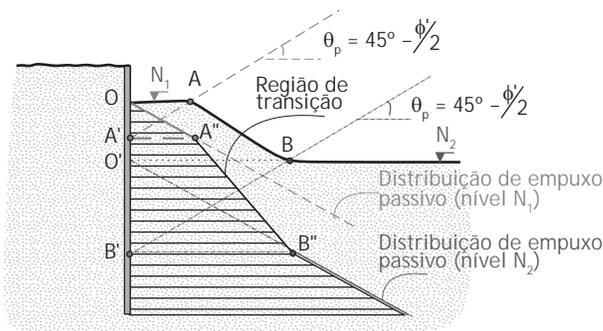


Fig. 4.1 Diagrama de empuxo passivo em escavação em banquetta

fundo, que exerce uma função importante como suporte, dispensando o aprofundamento da ficha.

#### Exemplo 4.1 Determinação de empuxos em cortina - análise drenada - definição da altura da escavação sem apoio

Para o caso de escavação em solo permeável da Fig. 4.7, em que já foi traçada a rede de fluxo, determinar os diagramas de empuxo total na parede.

##### Solução

Observa-se, nesse caso, que há oito quedas de potencial, cada uma com perda de carga de 0,75 m. A Fig. 4.8 mostra as distribuições de poropressão e tensão efetiva.

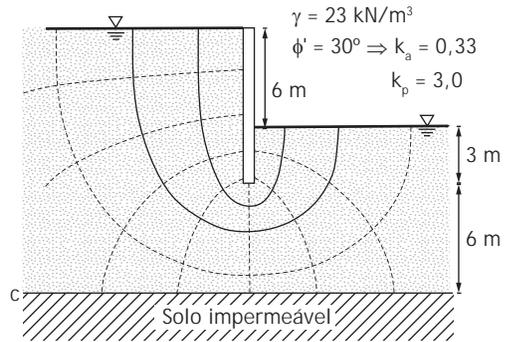


Fig. 4.7 Geometria do problema e rede de fluxo

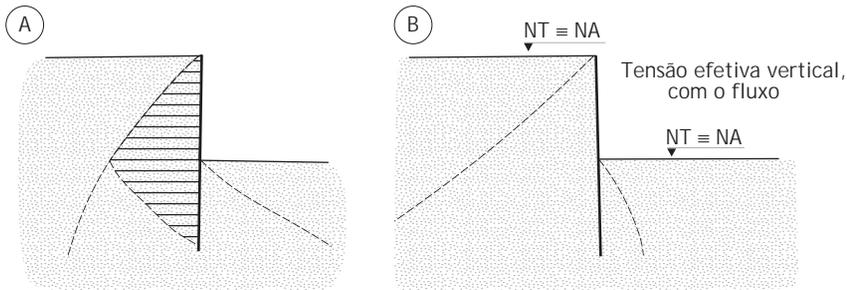


Fig. 4.8 Distribuições de tensões: (A) poropressão; (B) tensão efetiva vertical

Com base no diagrama de tensão efetiva vertical, determina-se a tensão efetiva horizontal, que, somada ao diagrama de poropressão, fornece o diagrama de tensões totais, apresentado na Fig. 4.9. Pelo diagrama resultante, verifica-se que o reduzido empuxo resistente no trecho inferior seria

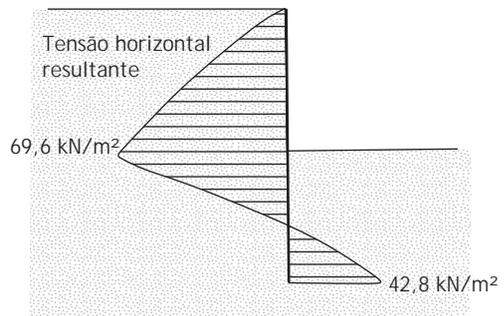


Fig. 4.9 Diagrama de tensões totais

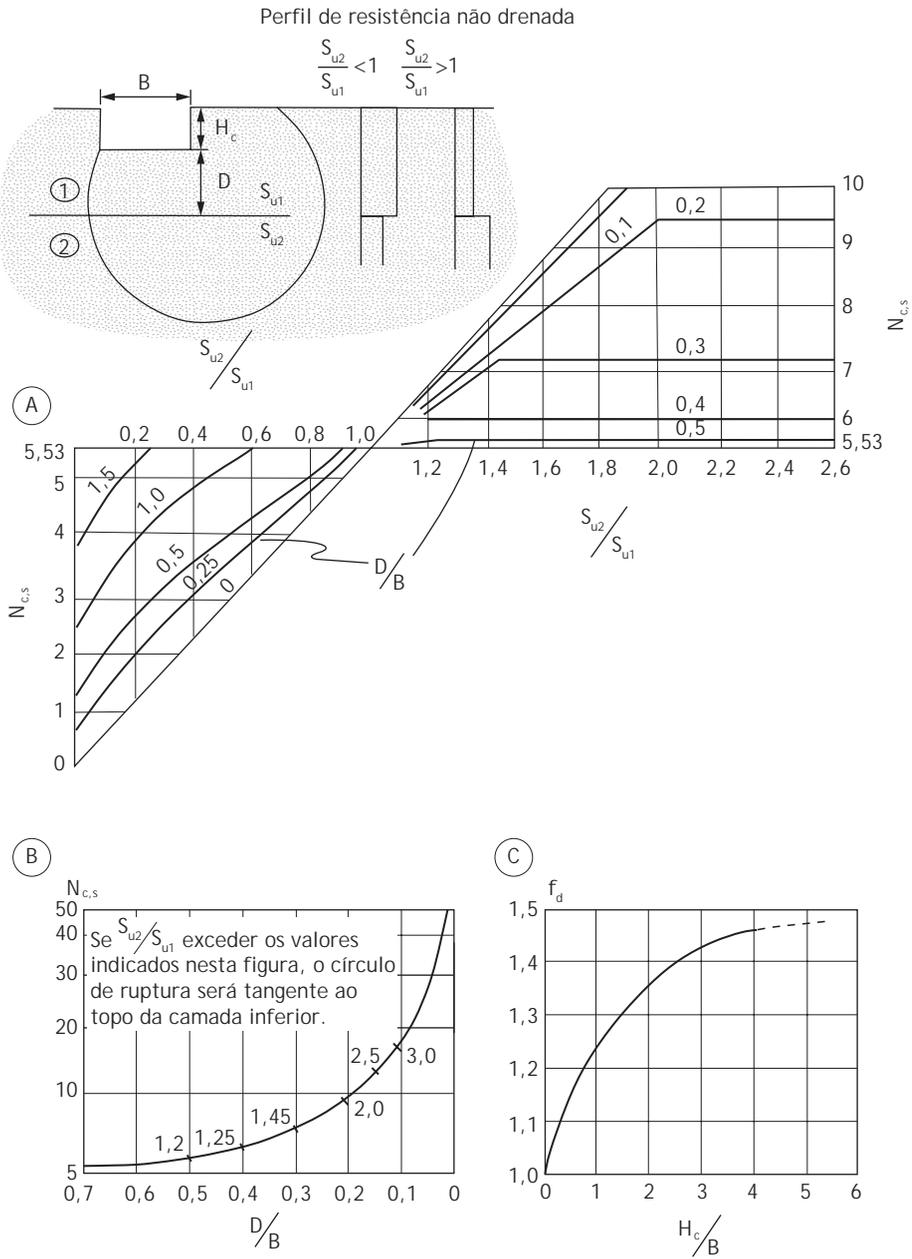


Fig. 4.19 Extensão do método de Bjerrum e Eide (1956): (A)  $N_{c,s}$  para ruptura circular passando por duas camadas; (B)  $N_{c,s}$  para ruptura circular tangenciando o topo da camada inferior; (C)  $f_d$  modificado pela largura (Navfac, 1982; Reddy; Srinivasan, 1967)

$$x = H K_A^* \operatorname{tg} \phi \quad (4.29)$$

Substituindo esse valor na equação do FS, vem:

$$FS = 2N_\gamma K_A^* \operatorname{tg} \phi \quad (4.30)$$

em que  $K_A^*$  é o fator de empuxo (Terzaghi), definido como:

$$\text{Para } \phi \geq 40^\circ, K_A^* = k_a = \operatorname{tg}^2(45 - \phi'/2) \quad (4.31)$$

Para  $\phi < 40^\circ, K_A^* = k_a(1,48 - 0,012\phi')$  – para  $\phi$  em graus

Assim sendo, mesmo para um valor baixo de  $\phi'$  ( $20^\circ$ ), o FS é sempre superior a 2, confirmando a razão pela qual a ruptura de fundo em escavações em solo arenoso não é tema de preocupação na prática profissional.

Por outro lado, quando ocorre fluxo ascendente num maciço arenoso próximo a escavações, pode acontecer outro tipo de instabilidade, como será indicado na seção que aborda o problema da areia movediça.

#### 4.2.2 Ruptura hidráulica

Um segundo mecanismo capaz de causar instabilidade no fundo da escavação se dá por ruptura hidráulica, situação esta indicada na Fig. 4.26.

No caso de cortinas estanques (por exemplo, paredes diafragma e cortinas de estacas-prancha), o nível d'água pode não ser rebaixado por ocasião da execução. Nesses casos, é comum proceder apenas ao

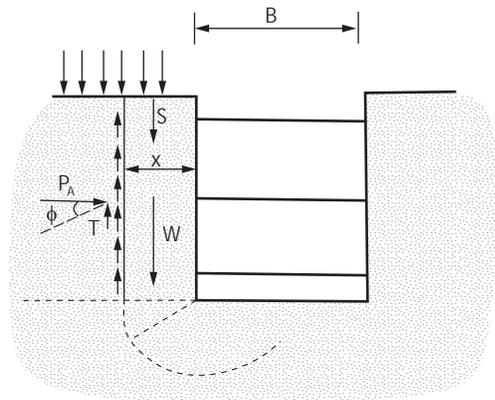


Fig. 4.25 Caso de solos arenosos

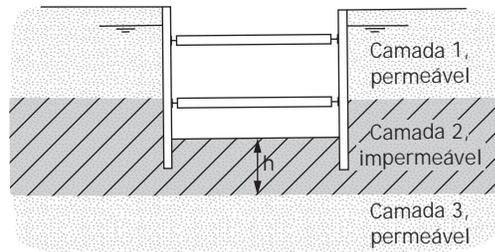


Fig. 4.26 Situação a ser verificada na ruptura hidráulica

# parte 2

PROJETO E CONSTRUÇÃO DE  
OBRAS DE CONTENÇÃO



### 5.1 OBJETIVO

Este capítulo tem o objetivo de apresentar de forma sucinta as investigações geotécnicas utilizadas na elaboração dos projetos de estruturas usuais de contenção. O intuito não é detalhar as diversas formas de investigação. Caso o leitor tenha interesse em aprofundar o conhecimento no tema de ensaios de campo, é indicada a leitura de Schnaid e Odebrecht (2012).

Para a elaboração de um projeto de contenção, precisa-se identificar as camadas do subsolo que porventura possam vir a participar dos estudos de estabilidade, assim como determinar suas características geológicas e geotécnicas.

Segundo a NBR 11682 (ABNT, 2009, p. 8), “podem ser utilizados quaisquer tipos de investigação que forneçam elementos confiáveis para a montagem do modelo de análise, tanto sob o ponto de vista geométrico como paramétrico”.

O grande objetivo das investigações é propiciar o reconhecimento da estratigrafia do local, possibilitando a montagem de perfil geotécnico que fará parte das análises de estabilidade, bem como identificar os parâmetros geotécnicos das camadas que comporão o perfil geotécnico e/ou orientar na sua definição.

A determinação dos parâmetros pode ser efetuada por meio de ensaios de campo e/ou ensaios de laboratório. É necessário que o projetista identifique quais parâmetros deverão ser obtidos na investigação geotécnica para que possa especificar os tipos de sondagens e ensaios que precisarão ser realizados.

Segundo Schnaid e Odebrecht (2012, p. 14), “a abrangência de uma campanha de investigação depende de fatores relacionados às características do meio físico, à complexidade da obra e aos riscos envolvidos, que, combinados, deverão determinar a estratégia adotada no projeto”. Os

---

golpes, corda, amostrador com imperfeições, desaceleração do martelo por causa do atrito, estado de conservação das hastes (assim como comprimento e tipo), uso ou supressão do coxim, excentricidade do martelo em relação às hastes, erros de anotações, alívio de tensões do solo devido à perfuração, presença de pedregulhos e seixos, intervalo de penetração, peso da cabeça de bater, condições do solo e uso ou supressão de *liner*.



Fig. 5.5 Sondagem rotativa

### 5.5 CORRELAÇÕES DO $N_{spt}$ COM PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA DOS SOLOS

Na prática da engenharia, o ensaio SPT é utilizado, em muitas obras, como a única investigação geotécnica para a determinação de parâmetros geotécnicos a serem adotados nos projetos.

Salienta-se, nesse ponto, que a determinação de parâmetros de resistência com base em uma simples sondagem SPT é realizada por meio de correlações, que podem ser extrapoladas de forma não apropriada, não se aplicando a toda e qualquer situação. Essa correlação do  $N_{spt}$  com parâmetros de resistência, na maioria dos casos, também é efetuada a partir de experiências prévias do projetista ou de conhecimentos adquiridos em outras obras por terceiros e repassados através do meio técnico.

Muros são estruturas de contenção de parede vertical ou quase vertical apoiadas em uma fundação rasa ou profunda. A contenção do terrapleno se dá pelo peso próprio da estrutura. Os muros podem ser construídos em seção plena, sendo denominados muros de peso ou gravidade (Fig. 6.1A), ou em seção mais esbelta, sendo denominados muros a flexão (Fig. 6.1B). Os muros a flexão requerem a inclusão de armadura para resistir aos momentos impostos pelo empuxo do solo e podem ser projetados com ou sem contrafortes e/ou tirantes. É possível construir os muros de arrimo com vários tipos de material: alvenaria (tijolos ou pedras), concreto, sacos de solo-cimento, gabiões, pneus etc. A Fig. 6.2 mostra a terminologia adotada em projeto.

## 6.1 TIPOS DE MURO

### 6.1.1 Muros gravidade

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

#### *Muros de alvenaria de pedra*

Os muros de alvenaria de pedra são os mais antigos e numerosos. Atualmente, devido ao custo elevado,

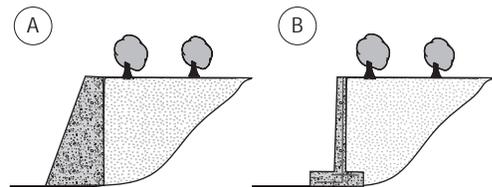


Fig. 6.1 Tipos de seção de muros de arrimo: (A) muro de peso ou gravidade; (B) muro a flexão

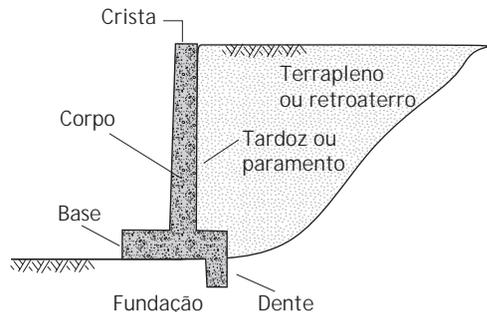


Fig. 6.2 Terminologia para a definição das características do muro

furos de drenagem devem ser posicionados de maneira a minimizar o impacto visual decorrente das manchas que o fluxo de água causa na face frontal do muro. Alternativamente, pode-se realizar a drenagem na face posterior (tardoz) do muro por meio de uma manta de material geossintético (tipo geotêxtil). Nesse caso, a água é recolhida por tubos de drenagem adequadamente posicionados.

### *Muros de gabhões*

Os muros de gabhões são constituídos por gaiolas metálicas preenchidas com pedras arrumadas manualmente e construídas com fios de aço galvanizado em malha hexagonal com dupla torção (Fig. 6.5). As dimensões usuais dos gabhões são: comprimento de 2 m e seção transversal quadrada com 1 m de aresta. No caso de muros de grande altura, gabhões mais baixos (altura de 0,5 m), que apresentam maior rigidez e resistência, devem ser posicionados nas camadas inferiores, onde as tensões de compressão são mais significativas. Para muros muito longos, gabhões com comprimento de até 4 m podem ser utilizados para agilizar a construção.

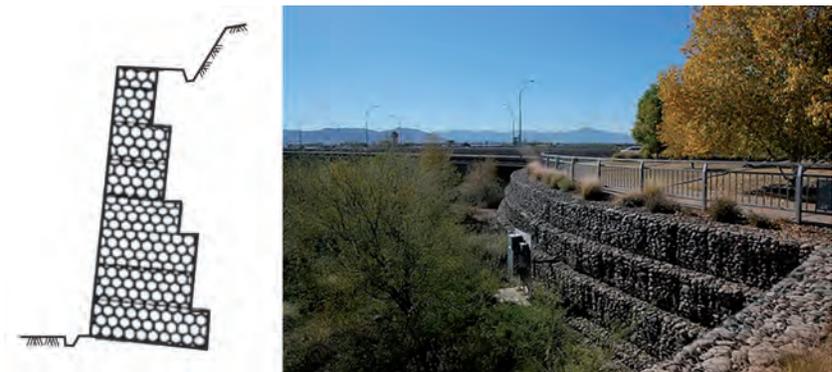


Fig. 6.5 *Muros de gabhões*

A rede metálica que compõe os gabhões possui resistência mecânica elevada. No caso da ruptura de um dos arames, a dupla torção dos elementos preserva a forma e a flexibilidade da malha, absorvendo as deformações excessivas. O arame dos gabhões é protegido por uma galvanização dupla e, em alguns casos, por revestimento com uma camada

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

Para muros com alturas superiores a cerca de 5 m, é conveniente a utilização de contrafortes (ou nervuras), para aumentar a estabilidade contra o tombamento (Fig. 6.11). Tratando-se de laje de base interna, ou seja, sob o retro-aterro, os contrafortes devem ser adequadamente armados para resistir a esforços de tração. No caso de laje externa ao retro-aterro, os contrafortes trabalham à compressão. Essa configuração é menos usual, pois acarreta perda de espaço útil a jusante da estrutura de contenção. Os contrafortes são em geral espaçados de cerca de 70% da altura do muro.

Os muros de flexão podem também ser ancorados na base com tirantes ou chumbadores (rocha) para melhorar a sua condição de estabilidade (Fig. 6.12). Essa solução de projeto pode ser aplicada quando ocorre material competente (rocha sã ou alterada) na fundação do muro e quando há limitação de espaço disponível para que a base do muro apresente as dimensões necessárias para a estabilidade.



Fig. 6.10 Muros de flexão



## 7.1 CARACTERÍSTICAS E DETALHES CONSTRUTIVOS

Yassuda e Dias (1998, p. 603) lembram que “não se pode falar em ancoragens em solo sem citar o Prof. Antônio José da Costa Nunes, engenheiro brasileiro que dedicou praticamente toda a sua vida à pesquisa e desenvolvimento da técnica”. Recordam ainda que, no Brasil, as primeiras obras de contenção com cortinas atirantadas foram executadas no Rio de Janeiro, em Copacabana, na estrada Rio-Teresópolis e na estrada Grajaú-Jacarepaguá, no fim de 1957.

A cortina atirantada é uma estrutura de contenção que possui uma parede de concreto armado (em geral, vertical), além de tirantes, que são ancorados no terreno numa profundidade em que ele seja estável, sem possibilidade de ruptura ou movimentações indesejadas. A Fig. 7.1 apresenta a seção transversal de uma cortina atirantada, e as Figs. 7.2 a 7.5, fotografias de diversos casos de cortinas atirantadas.

Os tirantes são tracionados, por macaco hidráulico, até uma carga definida em projeto (carga de incorporação) e fixados na parede de concreto por meio de um sistema de placas e porcas. Essa carga nos tirantes ficará atuando contra a parede de concreto e será o carregamento responsável por se contrapor ao empuxo e garantir a estabilidade do solo arrimado.

Os tirantes podem ser monobarras de aço, cordoalhas ou fios. São implantados com inclinações em relação à horizontal, em geral, entre 15° e 30°, para facilitar o processo executivo (injeção), porém podem ser utilizadas outras inclinações.

As paredes de concreto armado da cortina atirantada possuem espessura variando, em geral, de 20 cm a 40 cm, de acordo com as cargas dos tirantes e os espaçamentos das ancoragens. Essa espessura é definida na elaboração do projeto estrutural da parede de concreto armado, em função do puncionamento e dos momentos ao longo do painel.

---

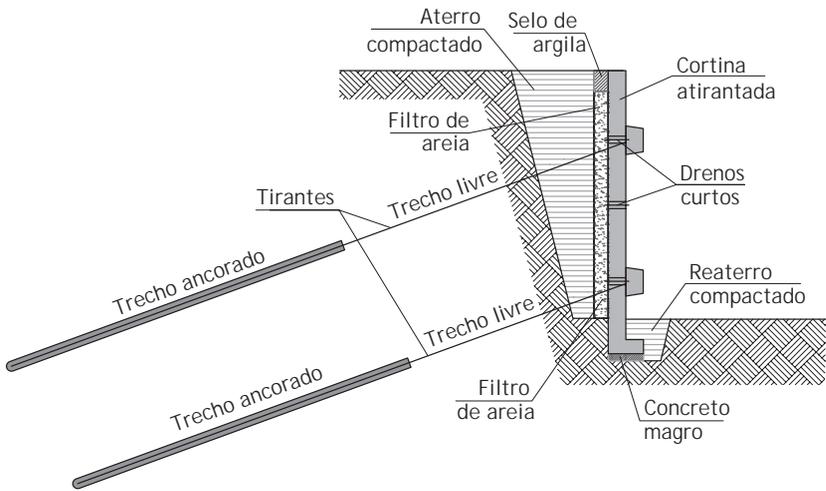


Fig. 7.1 Seção transversal de uma cortina atirantada



Fig. 7.2 Cortina atirantada na recomposição de uma rodovia  
Foto: Silthur Construtora.



Fig. 7.3 Cortina atirantada na estabilização de um corte com mais de 30 m de altura  
Foto: Terra e Engenharia.

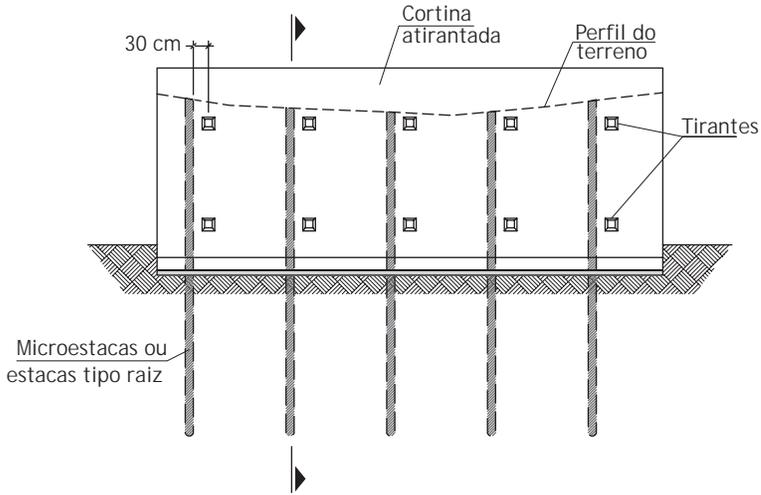


Fig. 7.9 Vista frontal de um painel apoiado sobre estacas



Fig. 7.10 Execução de um painel apoiado sobre estacas

Foto: Silthur Construtora.

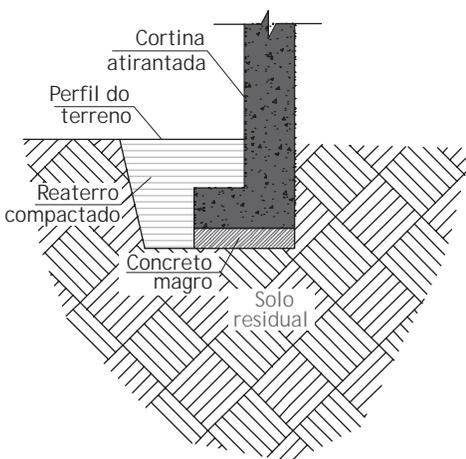


Fig. 7.11 Painel com fundação direta

Salienta-se que, em projetos com chumbadores embutidos em concreto, é preciso reduzir a resistência em relação ao cisalhamento do aço. A resistência do chumbador considerando somente a resistência do aço é da ordem de 50% da tração máxima do aço ( $0,5f_{yk}A_s/1,1$ ). Porém, faz-se necessário levar em conta o efeito de pino embutido no concreto. Um chumbador de 20 mm possui resistência à tração máxima do aço de 141 kN, enquanto sua resistência

para baixo, no mesmo sentido da componente vertical dos tirantes. Nesse caso, existe um aumento das cargas que chegam às fundações, havendo a necessidade de considerar todas as parcelas para que não haja a possibilidade de uma instabilidade vertical da estrutura de contenção.

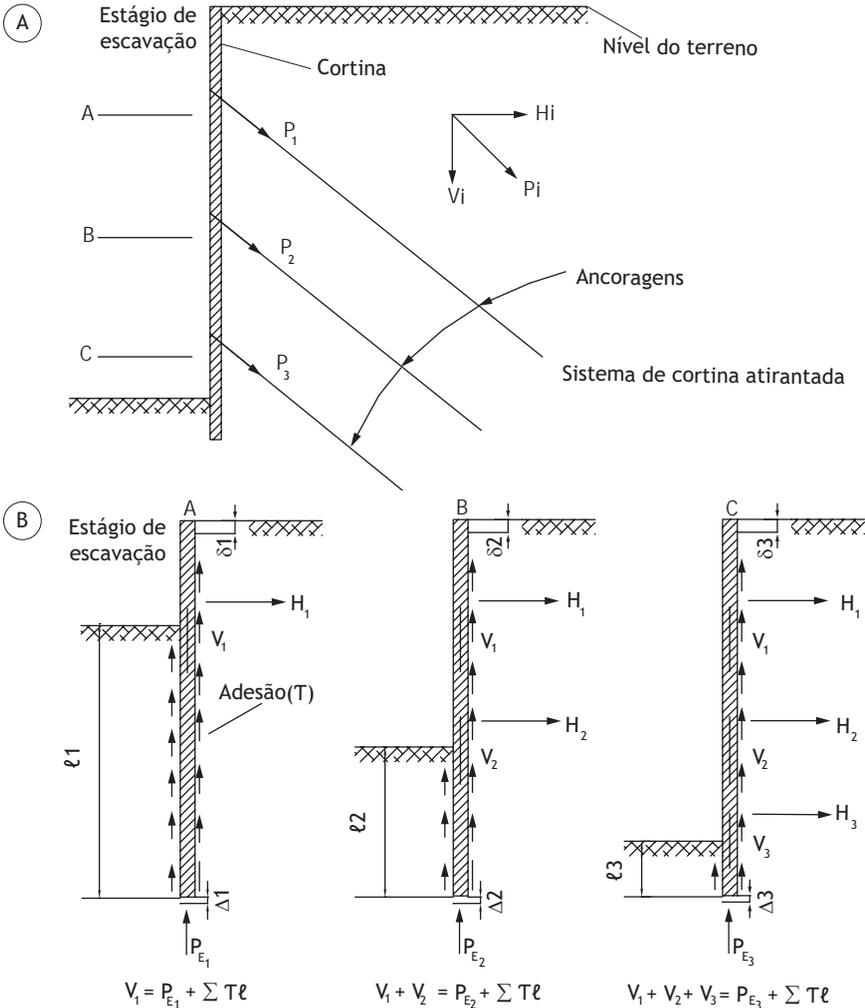


Fig. 7.31 Sistema de forças que atuam numa cortina atirantada idealizado. Nota:  $H_1 + H_2 + H_3 =$  área sob diagrama de pressão; os valores de  $P_1$ ,  $P_2$  e  $P_3$  podem mudar enquanto a escavação continuar; o ensaio de recebimento do tirante modificará temporariamente a distribuição de carga  
Fonte: Hanna (1982).

- Os trechos livres e o ancorado devem ser dotados de dispositivos visando à centralização deles.
- Possíveis emendas no trecho livre devem ser protegidas com tubo plástico.

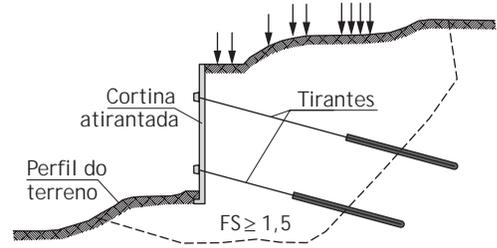


Fig. 7.35 Estabilidade global  
Fonte: modificado de ABNT (2006).

### 7.12 COMPOSIÇÃO DE PLANILHA DE CUSTOS

Para a composição de uma planilha de custos, existem diversos sistemas de custos unitários, entre eles os de órgãos municipais, estaduais e federais.

A planilha apresentada no Quadro 7.1, meramente ilustrativa, montada para um caso específico, foi baseada no sistema de custos unitários da Empresa de Obras Públicas do Governo do Estado do Rio de Janeiro (Emop).

Para cada serviço especificado existem itens com códigos para que possam ser obtidos os custos dos diversos serviços especificados no Catálogo de Referência publicado pelo órgão responsável pelo sistema de custos.

Nesse exemplo, o custo total da obra foi dividido em:

- serviços preliminares;
- movimento de terra;
- transportes;
- cortina atirantada;
- drenagem.

**QUADRO 7.1** EXEMPLO DE PLANILHA DE CUSTOS

Código	Serviço	Unidade
01.	Serviços preliminares	
02.020.0001-0	Placa de identificação de obra pública, inclusive pintura e suportes de madeira. Fornecimento e colocação	m <sup>2</sup>
05.006.0001-1	Aluguel de andaime com elementos tubulares (fachadeiros) sobre sapatas fixas, considerando-se a área da projeção vertical do andaime e pago pelo tempo necessário à sua utilização, exclusive transporte dos elementos do andaime até a obra (vide item 04.020.0122), plataforma ou passarela de pinho (vide itens 05.005.0012 a 05.005.0015 ou 05.007.0007 e 05.008.0008), montagem e desmontagem dos andaimes (vide item 05.008.0001)	m <sup>2</sup> · m

## 8.1 CARACTERÍSTICAS E DETALHES CONSTRUTIVOS

O muro de solo reforçado se caracteriza pela implantação de reforços, que são materiais com elevada resistência à tração, no interior de um maciço de solo compactado.

De forma análoga ao concreto armado, em que o concreto possui uma elevada resistência à compressão, e a barra de aço, uma elevada resistência à tração, propiciando ao conjunto um comportamento com melhores características mecânicas, a estrutura de solo reforçado alia a boa resistência à compressão e ao cisalhamento do solo com a resistência à tração do reforço.

O muro de solo reforçado atua como se fosse um muro de peso. A região reforçada do solo compactado atua como se fosse um muro de peso estabilizando o trecho não reforçado (Fig. 8.1). Todas as verificações de estabilidade realizadas para um muro de peso tradicional, como deslizamento, tombamento, capacidade de carga das fundações e estabilidade global, precisam ser consideradas na elaboração do projeto. Além delas, será necessário avaliar o equilíbrio interno (tensões nos reforços).

A Fig. 8.2 apresenta a construção de um muro de solo reforçado, e a Fig. 8.3, um muro pronto.

A ideia está longe de ser recente. Jones (1988) salienta que os princípios básicos do muro de solo reforçado podem ser vistos na natureza, em técnicas construtivas adotadas por animais e pássaros, assim como em descrições bíblicas sobre técnicas construtivas de moradias com o uso de juncos, galhos e fibras vegetais.

Vários autores relatam também antigas estruturas, entre elas o Zigurate de Ur (Iraque), templo com idade em torno de 5.000 anos, construído com reforço de juncos e galhos atuando como reforços de camada argilosa.

---

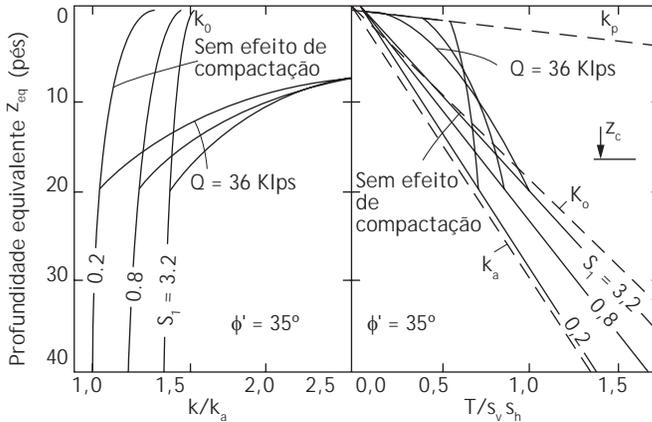


Fig. 8.30 Influência típica da compactação e da rigidez dos reforços  
Fonte: Ehrlich e Mitchell (1994).

## 8.7 RECOMENDAÇÕES NA EXECUÇÃO DE MUROS DE SOLO REFORÇADO

O material de fundação do muro de solo reforçado deve possuir características que propiciem um fator de segurança adequado em relação à capacidade de carga da fundação, conforme preconizado pela norma vigente. As condições para o cálculo da estabilidade externa são as mesmas utilizadas para qualquer muro de peso.

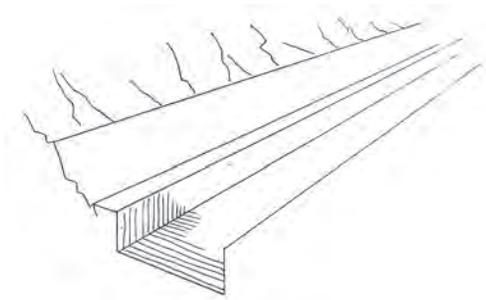
Ressalta-se que, para o caso de solos moles e compressíveis, onde é possível a ocorrência de recalques diferenciais, será necessária a adoção de medidas visando ao controle das deformações indesejadas, seja através da substituição completa do material compressível, através da implantação de camadas de solo ou rachão com camadas de reforço (geossintético) (Fig. 8.31) ou mesmo através do uso de estaqueamento.



Fig. 8.31 Reforço da fundação do muro de solo reforçado com geogrelha e rachão  
Foto: Geomaks.

que serão embutidos. Da mesma forma que a cava utilizada para a base do muro, deverá ser sempre horizontal e nivelada, podendo-se utilizar degraus para que se possa acompanhar a geometria do terreno.

A primeira linha de blocos pode ser assente sobre uma camada de concreto magro (“fresco”), argamassa (“fresca”) ou areia compacta (Figs. 8.35 e 8.39).



**Fig. 8.35** Preparação da base e abertura da cava para a primeira linha de blocos  
Fonte: Terrae Engenharia.



**Fig. 8.36** Assentamento da primeira camada de blocos



**Fig. 8.37** Implantação da base em camadas niveladas



**Fig. 8.38** Assentamento e controle de alinhamento

O erro na colocação da geogrelha pode comprometer o comportamento do muro de solo reforçado, já que, para geogrelhas utilizadas tradicionalmente, as resistências são muito diferentes em relação à direção considerada. A Fig. 8.48 ilustra a forma de implantação da geogrelha em um trecho linear.



Fig. 8.47 Rolo de geogrelha  
Foto: Geomaks.

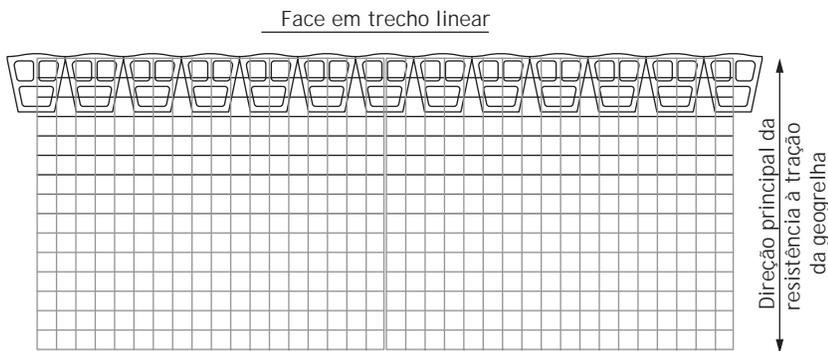


Fig. 8.48 Implantação da geogrelha em um trecho linear

A Fig. 8.49 apresenta o detalhe de um muro começando a ser construído com o posicionamento errado da geogrelha. Em geral, dependendo do fabricante, as geogrelhas possuem nas bordas um “espessamento” do reforço paralelo à direção de maior resistência. Estando esse “espessamento” paralelo à face de blocos, fica evidente que a geogrelha foi posicionada de forma errada, havendo a necessidade de intervenção imediata na implantação da estrutura de solo reforçado.

Implantada a geogrelha, deve ser instalada a linha de blocos sobre ela e colocada a tábua provisória para a colocação do material drenante nos vazios de trás dos



Fig. 8.49 Implantação errada da geogrelha

*Contenções: teoria e aplicações em obras* trata com propriedade de uma área clássica da Engenharia Geotécnica, o projeto e construção de obras de contenção. Em uma primeira parte, teórica, a obra aborda a estimativa de empuxos de terra em diferentes condições de solicitação impostas pela obra: estrutura de contenção e sequência construtiva, com especial atenção às escavações no Cap. 4.

O papel fundamental das investigações para obras de contenção é ressaltado no Cap. 5, dando passagem para a segunda parte, que trata das aplicações. Abordam-se muros de arrimo e contenção dos mais diferentes tipos e materiais, tradicionais e não convencionais, como solo reforçado, e cortinas atirantadas. São apresentados os movimentos associados a escavações e ao fundo da escavação, a verificação de estabilidade, e o dimensionamento das estruturas de contenção avaliadas. Detalhes construtivos, que fazem toda a diferença para o sucesso de uma obra, enriquecem o conhecimento para quem projeta e constrói uma obra de contenção.

Um livro que discute métodos clássicos e avanços mais recentes, com diversos exemplos de cálculo e inúmeras ilustrações didáticas para as estruturas apresentadas, *Contenções: teoria e aplicações em obras* é uma importante fonte de informações teóricas e práticas para estudantes e profissionais de Engenharia.

Patrocínio:



**HUESKER**

Ideen. Ingenieure. Innovationen.

ISBN 978-85-7975-248-3



9 788579 1752483

