



**GOVERNO DO ESTADO DO ESPÍRITO SANTO**

Secretaria de Estado da Educação – SEDU

Subsecretaria de Estado de Suporte a Educação – SESE/GERFE

**MEMORIAL DESCRITIVO DE CIVIL**



# **ESTRUTURAS DE CONTENÇÕES EEEFM PEDRO PAULO GROBÉRIO**

## **MEMORIAL DESCRITIVO**

**2026**



**GOVERNO DO ESTADO DO ESPÍRITO SANTO**

Secretaria de Estado da Educação – SEDU

Subsecretaria de Estado de Suporte a Educação – SESE/GERFE

**MEMORIAL DESCRITIVO DE CIVIL**



<b>1. INTRODUÇÃO</b> .....	<b>3</b>
<b>2. NORMAS APLICÁVEIS</b> .....	<b>3</b>
2.1. <b>ABNT</b> .....	<b>3</b>
2.2. <b>MET – MINISTÉRIO DO TRABALHO E EMPREGO</b> .....	<b>3</b>
<b>3. PARÂMETROS DE PROJETO</b> .....	<b>3</b>
3.1. <b>ESTUDO TOPOGRÁFICO</b> .....	<b>3</b>
3.2. <b>CLASSE DE AGRESSIVIDADE</b> .....	<b>4</b>
3.3. <b>MATERIAIS</b> .....	<b>4</b>
3.4. <b>PESO ESPECÍFICO</b> .....	<b>4</b>
3.5. <b>PARÂMETROS GEOTÉCNICOS</b> .....	<b>4</b>
3.6. <b>CARREGAMENTO</b> .....	<b>8</b>
<b>4. ANÁLISE DE ESTABILIDADE</b> .....	<b>9</b>
4.1. <b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS</b> .....	<b>9</b>
4.1.1. <b>TIPOS DE ANÁLISES</b> .....	<b>10</b>
<b>5. METODOLOGIA CONSTRUTIVA – CORTINA ATIRANTADA</b> .....	<b>15</b>
5.1. <b>EXECUÇÃO</b> .....	<b>17</b>
5.2. <b>VIABILIDADE E FISCALIZAÇÃO</b> .....	<b>18</b>
5.3. <b>PROCEDIMENTO EXECUTIVO</b> .....	<b>18</b>
<b>6. METODOLOGIA CONSTRUTIVA – MURO DE CONCRETO CICLÓPICO</b> .....	<b>20</b>
<b>7. METODOLOGIA CONSTRUTIVA – MURO DE CONCRETO ARMADO</b> .....	<b>21</b>



## GOVERNO DO ESTADO DO ESPÍRITO SANTO

Secretaria de Estado da Educação – SEDU

Subsecretaria de Estado de Suporte a Educação – SESE/GERFE

### MEMORIAL DESCRITIVO DE CIVIL



## 1. INTRODUÇÃO

O presente documento tem por finalidade apresentar os critérios e conceitos a serem utilizados para a construção das estruturas de contenções da EEEFM Pedro Paulo Grobério, localizada na Rua Nove de Agosto, SN, Centro, município de Jaguaré, ES.

## 2. NORMAS APLICÁVEIS

### 2.1. ABNT

- NBR-5629:2006 - Execução de Tirantes Ancorados no Terreno.
- NBR-6118:2014 – Projeto de estruturas de concreto – Procedimento.
- NBR-6120:2019 – Cargas para o cálculo de estruturas de edificações.
- NBR-6122:2019 – Projeto e execução de fundações.
- NBR-7188:2013 – Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas.
- NBR 8681:2004 – Ações e segurança nas estruturas – Procedimento.
- NBR-11682:2009 – Estabilidade de taludes.

### 2.2. MET – MINISTÉRIO DO TRABALHO E EMPREGO

- NR 6 – Equipamentos de Proteção Individual – EPI;
- NR 16 – Atividades e operações perigosas;
- NR 21 – Trabalho a Céu Aberto;

## 3. PARÂMETROS DE PROJETO

### 3.1. ESTUDO TOPOGRÁFICO

Para subsidiar as etapas de projetos, foi precedido um levantamento topográfico planialtimétrico cadastral, de toda a faixa e área de influência do projeto, com a finalidade de se obter a situação atual do terreno, área de escorregamento do talude, calçadas, contenções existentes, testadas de lotes e edificações, com a finalidade de definir o tipo de estruturas de contenção.

Os trabalhos foram executados utilizando aparelhos adequados às atividades, tais como, estação total. Com isso dando maior precisão aos dados obtidos em campo. Nesta etapa foi implantada uma poligonal para controle e fechamento dos serviços topográficos, tendo sido implantados marcos de apoio para execução do cadastro, sendo que estes servirão de base para implantação das obras projetadas. A relação dos marcos implantado e suas respectivas



## GOVERNO DO ESTADO DO ESPÍRITO SANTO

Secretaria de Estado da Educação – SEDU

Subsecretaria de Estado de Suporte a Educação – SESE/GERFE

### MEMORIAL DESCRITIVO DE CIVIL



elevações são apresentadas na planta do projeto topográfico. Foram observadas as instruções normativas quanto à precisão na obtenção dos dados de campo.

### 3.2. CLASSE DE AGRESSIVIDADE

Classe de agressividade ambiental III conforme a NBR 6118.

### 3.3. MATERIAIS

- **Concreto Estrutural (C30):**  $f_{ck}=30 \text{ MPa} / E_{cs}=26.991 \text{ MPa}$ .
- Coeficiente de Minoração da Resistência:  $\gamma_c = 1,4$ .
- Abertura de Fissuras:  $w_k \leq 0,3 \text{ mm}$ .
- Cobrimento da Armadura:  $5,0 \text{ cm}$ .
- Fator água cimento  $A/C \leq 0,50$
- Aço CA-50 / CA-60
  - Resistência Característica ao Escoamento CA-50  $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$ .
  - Resistência Característica ao Escoamento CA-60  $f_{yk} = 600 \text{ MPa}$ .
  - Módulo de Elasticidade  $E_s = 210.000 \text{ MPa}$ .
  - Coeficiente de Minoração da Resistência  $\gamma_s = 1,15$

### 3.4. PESO ESPECÍFICO

- Concreto Estrutural =  $25,00 \text{ kN/m}^3$ ;
- Concreto Simples =  $24,00 \text{ kN/m}^3$ ;
- Alvenaria de blocos cerâmico =  $13,00 \text{ kN/m}^3$ ;
- Alvenaria de blocos de concreto =  $22,00 \text{ kN/m}^3$ ;
- Água =  $10,00 \text{ kN/m}^3$ ;
- Solo =  $18,00 \text{ kN/m}^3$ .

### 3.5. PARÂMETROS GEOTÉCNICOS

Para determinação dos parâmetros geotécnicos do solo foram utilizados os boletins da campanha de sondagem realizada em maio de 2021 para o projeto de ampliação da EEEFM Pedro Paulo Grobério. Foram executados 4 furos conforme planta de locação (figura 1). Para as análises de estabilidade serão utilizados os furos SP-01 e SP-05.









σ<sub>adm</sub> = N<sub>SPT</sub>/5 = kgf/cm<sup>2</sup> (Alonso 1989)

Para a interação solo estrutura o coeficiente de recalque vertical será determinado pela relação empírica de Alonso (1943), Teixeira e Godoy (1996).

s = 0.2SPT<sub>médio</sub> (kgf/cm<sup>2</sup>)

Os parâmetros geotécnicos necessários para a análise de estabilidade são:

- Peso específico γ (kN/m<sup>3</sup>);
• Ângulo de atrito φ' (°);
• Coesão c' (kPa)

Estes parâmetros serão determinados através de correlações com o número NSPT e tipo de solo e estrutura. A figura 4 apresenta a planilha de correlações para a camada de argila arenosa rija dura cujo N<sub>SPTmédio</sub> = 23.

Table with columns: N, Tipo de Solo, Descrição, qc (kPa), Módulo de Deformabilidade (MPa), Ângulo de Atrito (°), Coesão de Intercepto (kPa). It lists 15 soil types with their respective properties.

Figura 4 – Planilha de correlações com NSPT.

3.6. CARREGAMENTO

a) Cargas Permanente

- Peso próprio dos muros de divisa sobre as contenções;
• Peso próprio do piso pavimentado a montante dos muros;
• Carga da edificação existente considerando 12,00 kN/m<sup>2</sup> por pavimento.



b) Cargas Acidentais

- Sobrecarga = 4,00 kN/m².
- Carga de multidão sobre os passeios 5,00 kN/m².
- Sobrecarga retangular devido ao tráfego de veículos para estradas vicinais TB-240 veículo de 240,00 kN.

4. ANÁLISE DE ESTABILIDADE

4.1. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

O objetivo da análise de estabilidade é avaliar a possibilidade de ocorrência de escorregamento de massa de solo presente em talude natural ou construído. Em geral, as análises são realizadas comparando-se as tensões cisalhantes mobilizadas com resistência ao cisalhamento. Com isso, define-se um fator de segurança dado por:

$$FS = \frac{\tau_f}{\tau_{mob}} = 1,0 \begin{cases} FS > 1,0 \rightarrow obra \text{ estável} \\ FS = 1,0 \rightarrow ocorre \text{ a ruptura por escorregamento} \\ FS < 1,0 \rightarrow não \text{ tem significado físico} \end{cases}$$

Por definição, FS é o fator pelo qual os parâmetros de resistência podem ser reduzidos de tal forma a tornar o talude em estado de equilíbrio limite ao longo de uma superfície; isto é:

$$\tau_{mob} = \frac{c'}{FS} + \sigma' \frac{\tan\phi'}{FS}$$

O  $FS_{adm}$  de um projeto corresponde a um valor mínimo a ser atingido e varia em função do tipo de obra e vida útil. A definição do valor admissível para o fator de segurança ( $FS_{adm}$ ) vai depender, entre outros fatores, das consequências de uma eventual ruptura, em termos de perdas humanas e/ou econômicas. A Tabela 1 apresenta uma recomendação para valores de  $FS_{adm}$  e os custos de construção para elevados fatores de segurança. Deve-se ressaltar que o valor de  $FS_{adm}$  deve considerar não somente as condições atuais do talude, mas também o uso futuro da área, preservando-se o talude contra cortes na base, desmatamento, sobrecargas e infiltração excessiva.

Custo e consequência da ruptura	Incerteza nos parâmetros	
	Pequena(*)	Grande
Custo de recuperação pequeno Baixo risco de vida(**)	1,25	1,5
Custo de recuperação alto Alto risco de vida(***)	1,50	≥ 2,0

(\*) solo homogêneo, ensaios consistentes

(\*\*) escorregamento lento sem construções próximas

(\*\*\*) ex.: barragem

Tabela1 – Fatores de segurança de projeto



Para taludes temporários, o valor de  $FS_{adm}$  deve ser o mesmo recomendado na Tabela 2, considerando-se, ainda, as solicitações previstas para o período de construção.

Risco de perdas econômicas	Risco de perda de vidas humanas		
	desprezível	medio	elevado
Desprezível	1,1	1,2	1,4
Médio	1,2	4,3	1,4
Elevado	1,4	1,4	1,5

i) fatores de segurança para tempo de recorrência de 10 anos  
ii) para risco elevado e subsolo mole, o valor de  $FS_{adm}$  pode ser majorado em 10%

Tabela 2 – Recomendação para fatores de segurança admissíveis (Manual de Taludes, GeoRio)

Este tipo de abordagem é denominado determinístico, pois se estabelece um determinado valor para o FS. Nos últimos anos, este tipo de abordagem tem sido criticado e têm-se sugerido que estudos de estabilidade avaliem a probabilidade de ruptura. Os métodos probabilísticos permitem quantificar algumas incertezas inerentes ao fator de segurança FS obtido por métodos determinísticos.

#### 4.1.1. Tipos de Análises

Existem dois tipos de abordagem para determinação do FS do ponto de vista determinístico: teoria de equilíbrio limite e análise de tensões.

##### a) Análise de Tensões

Estudos de estabilidade baseados em análises tensão x deformação são realizados com o auxílio de programas computacionais, baseados nos métodos dos elementos finitos (MEF) ou das diferenças finitas (MDF).

Os programas são concebidos de forma a possibilitar a incorporação da:

- ✓ não linearidade da curva  $\sigma \times \varepsilon$ ;
- ✓ anisotropia;
- ✓ não homogeneidade;
- ✓ influência do estado inicial de tensões;



## GOVERNO DO ESTADO DO ESPÍRITO SANTO

Secretaria de Estado da Educação – SEDU

Subsecretaria de Estado de Suporte a Educação – SESE/GERFE

### MEMORIAL DESCRITIVO DE CIVIL



- ✓ etapas construtivas.

As tensões cisalhantes são determinadas numericamente e comparadas com a resistência ao cisalhamento. A região de ruptura pode ser determinada nos pontos em que  $\tau \geq \tau_{Resistência}$ .

Adicionalmente, os resultados fornecidos em termos de tensões e deformações permitem:

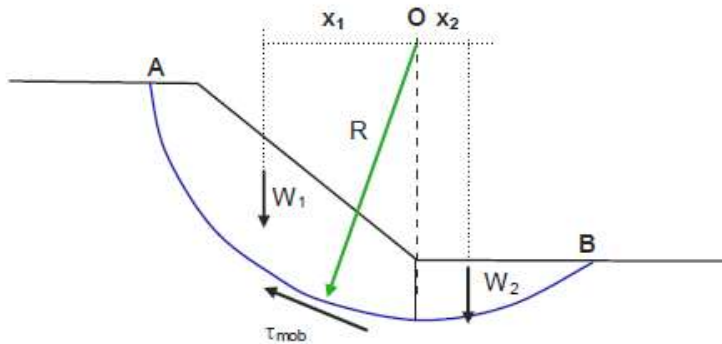
- ✓ estabelecer áreas rompidas (plastificadas), mesmo sem se estabelecer uma superfície de ruptura (indicando ruptura progressiva)
- ✓ estabelecer níveis de tensão de interesse para realização de ensaios de laboratório
- ✓ conhecer a magnitude das deformações, que podem ser mais determinantes do que o próprio FS na concepção do projeto.

#### b) Equilíbrio Limite

O método de análise por equilíbrio limite consiste na determinação do equilíbrio de uma massa ativa de solo, a qual pode ser delimitada por uma superfície de ruptura circular, poligonal ou de outra geometria qualquer. O método assume que a ruptura se dá ao longo de uma superfície e que todos os elementos ao longo desta superfície atingem a condição de FS, simultaneamente.

Equilíbrio limite é um método que visa determinar o grau de estabilidade a partir das seguintes premissas:

- postula-se um mecanismo de ruptura; isto é, arbitra-se uma determinada superfície potencial de ruptura (circular, planar, etc.). O solo acima da superfície é considerado como corpo livre.
- O equilíbrio é calculado pelas equações da estática: ( $\sum F_V = 0$ ,  $\sum F_H = 0$ ,  $\sum F_M = 0$ ). O equilíbrio de forças é feito subdividindo-se a massa de solo em fatias e analisando o equilíbrio de cada fatia (Figura 6). A Figura 5 mostra o equilíbrio de momentos.



$$M_{\text{Instabilizante}} = W_1 x_1$$

$$M_{\text{Estabilizante}} = W_2 x_2 + (\tau_{mob} \overrightarrow{AB}) Raio$$

Equilíbrio de Momentos:

$$W_2 x_2 + (\tau_{mob} \overrightarrow{AB}) \times Raio = W_1 x_1$$

$$(\tau_{mob} \overrightarrow{AB}) \times Raio = W_1 x_1 - W_2 x_2 -$$

Como definir \$\tau\_{mob}\$ ?

Figura 5 – Equilíbrio de momentos

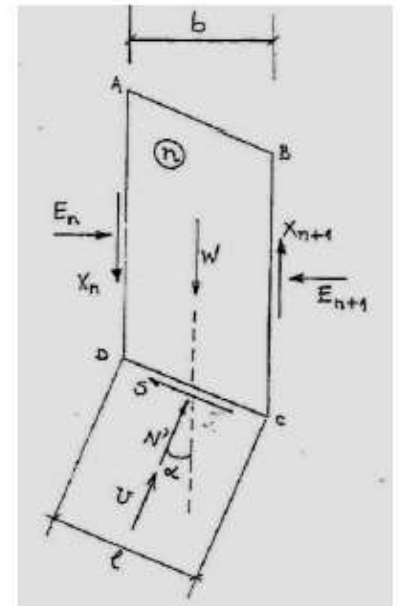
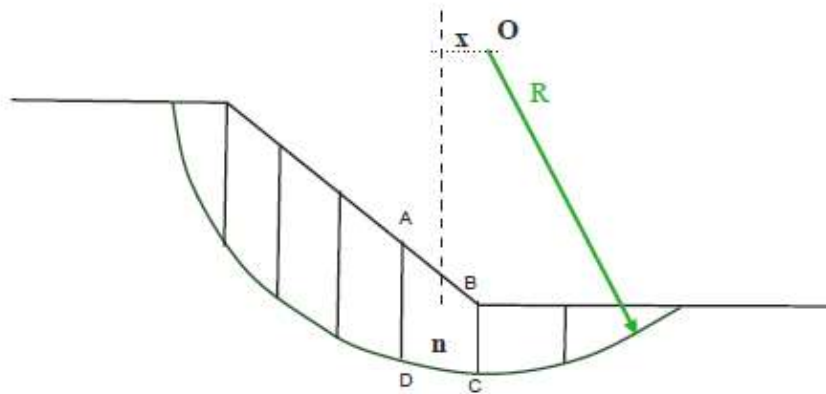


Figura 6 – Equilíbrio de forças

Examinando as incógnitas e equações disponíveis, observa-se que o problema é estaticamente indeterminado; isto é, número de incógnitas \$(6n-2)\$ é superior ao de equações \$(4n)\$, como mostra a Figura 7. Com isso os diversos métodos aplicam hipóteses simplificadoras no sentido de reduzir o número de equações. Uma hipótese comum a todos os métodos é assumir que o esforço normal na base da fatia atua no ponto central, reduzindo as incógnitas para \$(5n-2)\$. Assim sendo, os métodos indicam \$(n-2)\$ hipóteses de forma a tornar o problema estaticamente determinado.



Equations	Condition
$n$	Moment equilibrium for each slice
$2n$	Force equilibrium in two directions (for each slice)
$n$	Mohr–Coulomb relationship between shear strength and normal effective stress
$4n$	Total number of equations

Unknowns	Variable
1	FOS
$n$	Normal force at base of each slice, $N'$
$n$	Location of normal force, $N'$
$n$	Shear force at base of each slice, $S_m$
$n - 1$	Interslice force, $Z$
$n - 1$	Inclination of interslice force, $\theta$
$n - 1$	Location of interslice force (line of thrust)
$6n - 2$	Total number of unknowns

Figura 7 – Equações x Incógnitas

Nas análises obtém-se  $\tau_{mob}$  de tal forma que a massa esteja em estado de equilíbrio limite:

- i. O FS é obtido comparando-se  $FS = \frac{\tau_f}{\tau_{mob}}$
- ii. FS é admitido constante em toda a superfície.
- iii. O FS mínimo é obtido por iterações

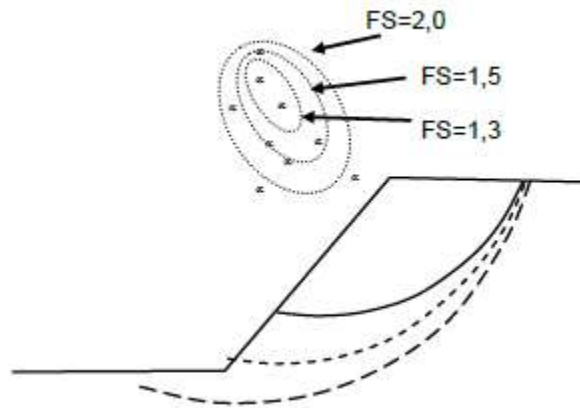


Figura 8 – Interações para determinar FS

A vantagem do método de EQ está na sua simplicidade e acurácia de resultados. Entretanto, os métodos de estabilidade baseados na teoria de Equilíbrio limite incorporam as seguintes premissas:

Admite-se que o material tenha um modelo constitutivo rígido plástico. Com isso, não se tem informação sobre as deformações, isto é não há como se verificar se estão dentro da faixa admissível para o projeto

As tensões são determinadas exclusivamente na superfície de ruptura. As diversas hipóteses simplificadoras adotadas pelos diversos métodos de EQ acarretam diferentes distribuições de tensão na superfície de ruptura. A Figura 9 mostra diferenças significativas entre as distribuições de tensão normal obtidas pelo método de equilíbrio limite (Bishop) e por análise de tensões

O FS está relacionado aos parâmetros de resistência e não à resistência ao cisalhamento propriamente dita, que dependerá das tensões efetivas; isto é

$$\tau = \frac{c'}{FS} + (\sigma - u) \frac{\tan \phi'}{FS}$$

Admite-se trajetória de tensão vertical o que não corresponde ao carregamento no campo; isto é, a partir das tensões normais no plano de ruptura calcula-se qf

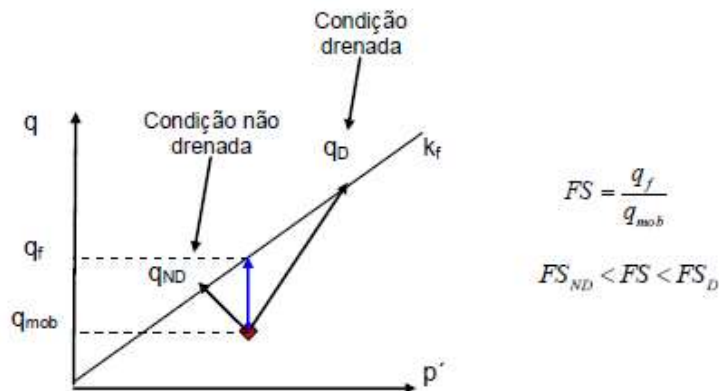


Figura 9 – Distribuição de tensões

A análise de estabilidade será realizada no software Geoslope

## 5. METODOLOGIA CONSTRUTIVA – CORTINA ATIRANTADA

As cortinas atirantadas são estruturas feitas de concreto armado que recebem a tração de tirantes para contenção de terrenos. Normalmente, os tirantes são elementos de aço compostos por cabos ou por uma monobarra. O tirante, basicamente, é um elemento metálico que é introduzido no solo para transferir carga de dentro de um maciço para uma parede ou outra estrutura de contenção. A porção do tirante imersa no solo tem a sua extremidade ancorada, enquanto a extremidade externa transfere a carga do sistema para a estrutura de concreto armado.

A solução é muito usada em obras rodoviárias e ferroviárias, em estradas ou linhas de trem que atravessam serras ou relevos bastante acidentados. Para vencer a topografia, são feitos cortes nos terrenos, e os taludes resultantes desses cortes são contidos pelas cortinas atirantadas. Essa estrutura de contenção é bastante adotada, também, em áreas de deslizamentos em que há necessidade de conter taludes ou encostas. E, ainda, em casos de aproveitamento do topo de terrenos acidentados para construção de edificações.

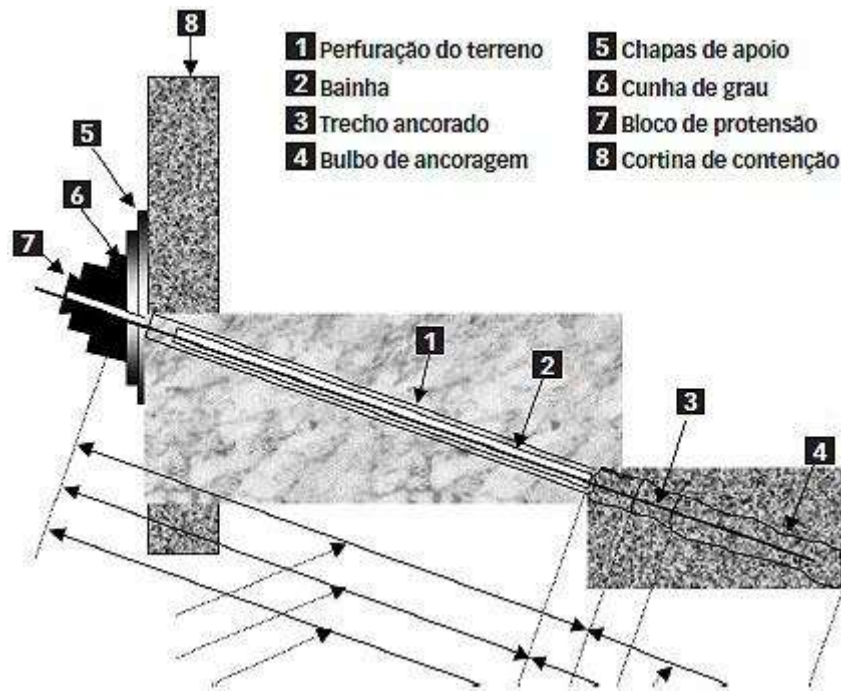


Figura 10 – Detalhe do tirante

Na contenção de taludes com cortinas atirantadas, a estrutura de concreto armado chamada de cortina cumpre a função de paramento. A espessura de uma cortina é determinada em função do projeto - geralmente pode ter de 15 cm até 30 cm, variando conforme o dimensionamento da carga de contenção.

O dimensionamento da cortina vai obedecer às necessidades levantadas no estudo do maciço a ser contido, determinando suas características geométricas, como altura e comprimento.

Os tirantes, geralmente compostos por fios ou cordoalhas de aço ou por uma monobarra metálica, podem ser protendidos na sua execução. A protensão é um artifício para introduzir, em uma estrutura, um estado prévio de tensões. Quando os tirantes são protendidos, são chamados de tirantes ativos. Quando não são protendidos, são tirantes passivos. Os tirantes ativos aplicam uma força na estrutura de contenção contra o maciço. Os passivos, não, eles ficam esperando para que ocorra a solicitação deles. Ou seja: havendo uma movimentação da estrutura, eles passam a atuar. O tirante passivo também é conhecido como chumbador ou grampo.

A determinação do tipo de solução, passiva ou ativa, também é determinada depois dos estudos geológicos, seguindo as necessidades de projeto. Da mesma forma, não há orientações pré-determinadas para a escolha dos materiais dos tirantes.



## **5.1. EXECUÇÃO**

A execução de atirantamento em uma cortina para contenção de talude é feita seguindo algumas etapas: perfuração do maciço, montagem e instalação dos tirantes, injeção de calda de cimento na extremidade interna do tirante e protensão - no caso das soluções ativas. A perfuração do maciço é feita por máquinas chamadas de perfuratrizes, seguindo profundidade, ângulo e diâmetro determinados em projeto. Entre os fatores que determinam a profundidade da perfuração está a necessidade de se encontrar uma área resistente do maciço para a ancoragem do tirante. Se a contenção for executada em solo de baixa resistência, é necessário aprofundar a perfuração até encontrar solos mais resistentes, para que o bulbo não fique solto. A sondagem do solo, feita previamente, indica o local adequado para o trecho de ancoragem.

Concluída a perfuração, é feita a limpeza do interior do furo para eliminação de todos os detritos. A quantidade de tirantes e o espaçamento entre eles vão depender das características do material que você vai conter, da espessura da cortina de contenção, entre outros fatores.

Os tirantes são montados conforme especificação do projeto e transportados para o local de instalação. Sua introdução no furo é lenta, evitando atrito excessivo. É necessário um tratamento anticorrosivo no material, e sua vida útil vai depender principalmente do tipo de aço adotado e desse tratamento prévio.

Após sua introdução, é feita a injeção de calda de cimento. A calda é feita com cimento Portland comum, normalmente em uma proporção de metade água e metade cimento. A injeção é feita por ação da gravidade, por meio de um tubo de PVC. Os volumes de calda e pressão da injeção devem garantir a perfeita ancoragem do tirante ao maciço.

Assim que os tirantes estão devidamente ancorados, após a cura total da calda de cimento, pode ser feita a protensão. O procedimento utiliza macacos hidráulicos e, nessa etapa, são colocadas as peças que compõem a "cabeça" do tirante - a cunha de grau, a placa de apoio e as porcas ou clavetes para fixação.

Depois do atirantamento do maciço, é executada a cortina de concreto armado, que fará de fato a contenção do talude. O concreto deve ter uma resistência mínima de 22 MPa. Cada camada de concreto lançada deve ser vibrada mecanicamente por meio de vibradores de imersão ou de parede, evitando-se a vibração da armadura para que não se formem vazios ao seu redor, prejudicando a aderência. As formas das cortinas podem ser compostas de estruturas metálicas ou de madeira, e são dimensionadas de maneira que não sofram deformações prejudiciais.

Por fim, é preciso proteger a cabeça dos tirantes. O que se costuma fazer é concretar a cabeça do tirante depois que se faz a protensão, de uma maneira que o ar não entre, principalmente para evitar corrosão.



## **5.2. VIABILIDADE E FISCALIZAÇÃO**

Em taludes de até 4 m geralmente não se executa uma cortina atirantada para contenção em casos típicos. Normalmente, a solução é feita em taludes acima disso, não se ultrapassando, geralmente, mais de 20 m de altura. Considerada uma solução bastante cara, é preciso verificar a viabilidade econômica da contenção de taludes com cortinas atirantadas.

Depois que a solução é concluída, é necessário um acompanhamento de praxe do seu desempenho. São feitas inspeções para verificar a condição dos tirantes, da cortina e do talude contido. Normalmente, uma obra de contenção é acompanhada também de uma obra de drenagem. Não se pode fazer uma obra dessas sem lembrar de canaletas e outros elementos de drenagem. Nas inspeções, é verificado se as canaletas não têm trincas, se não há infiltração de água, se a superfície do concreto está resistindo bem. Caso haja alguma patologia, você pode reparar. Se os drenos entopem e a cortina foi concebida para atuar sem certa quantidade de água, pode haver um colapso da estrutura caso os drenos não sejam limpos.

Uma das grandes preocupações em relação à vida útil e desempenho da obra é o risco à corrosão das cabeças dos tirantes, principalmente em regiões litorâneas por conta da maresia. A inspeção deve verificar especialmente se os tirantes não estão perdendo as protensões. Quanto aos materiais usados para a execução da solução, deve-se certificar que os materiais tenham a qualidade e as propriedades determinadas pelas normas da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) - como o aço de protensão, o aço estrutural para o concreto armado e o cimento Portland para ancoragem.

## **5.3. PROCEDIMENTO EXECUTIVO**

- i. A perfuração dos tirantes deve ser feita com a inclinação, diâmetro e comprimento indicados em projeto.
- ii. Recomenda-se que a injeção seja feita logo após o término da perfuração e instalação do tirante, para se evitar possíveis problemas de amolecimento do maciço e consequente estrangulamento do furo.
- iii. As fases de injeção, pressão de injeção, comprimento do trecho ancorado e quantidade de calda a ser injetada dependem das características do solo ou rocha e carga a ser aplicada no tirante.
- iv. Após a execução das fases de injeção, parcial ou total, iniciam-se os trabalhos de escavação do terreno para a execução dos painéis de concreto.
- v. Executada a escavação, colocam-se a armadura e a fôrma de fechamento e executa-se a concretagem diretamente contra o terreno natural. Pode-se optar, também, pela utilização de painéis pré-moldados. Neste caso, normalmente estes painéis são solidarizados a perfis metálicos ou estacas injetadas, em uma estrutura tipo pranchada.

- vi. Uma vez atingida a resistência do concreto do painel e as fases de injeção do tirante já concluídas, protende-se parcialmente os tirantes e iniciam-se os serviços de escavação dos demais painéis seguindo a ordem estabelecida e os serviços já descritos.
- vii. Finalmente, concluída a cortina, executam-se as protensões dos tirantes dos vários níveis onde deverão ser feitos os seus ensaios de qualificação e recebimento.

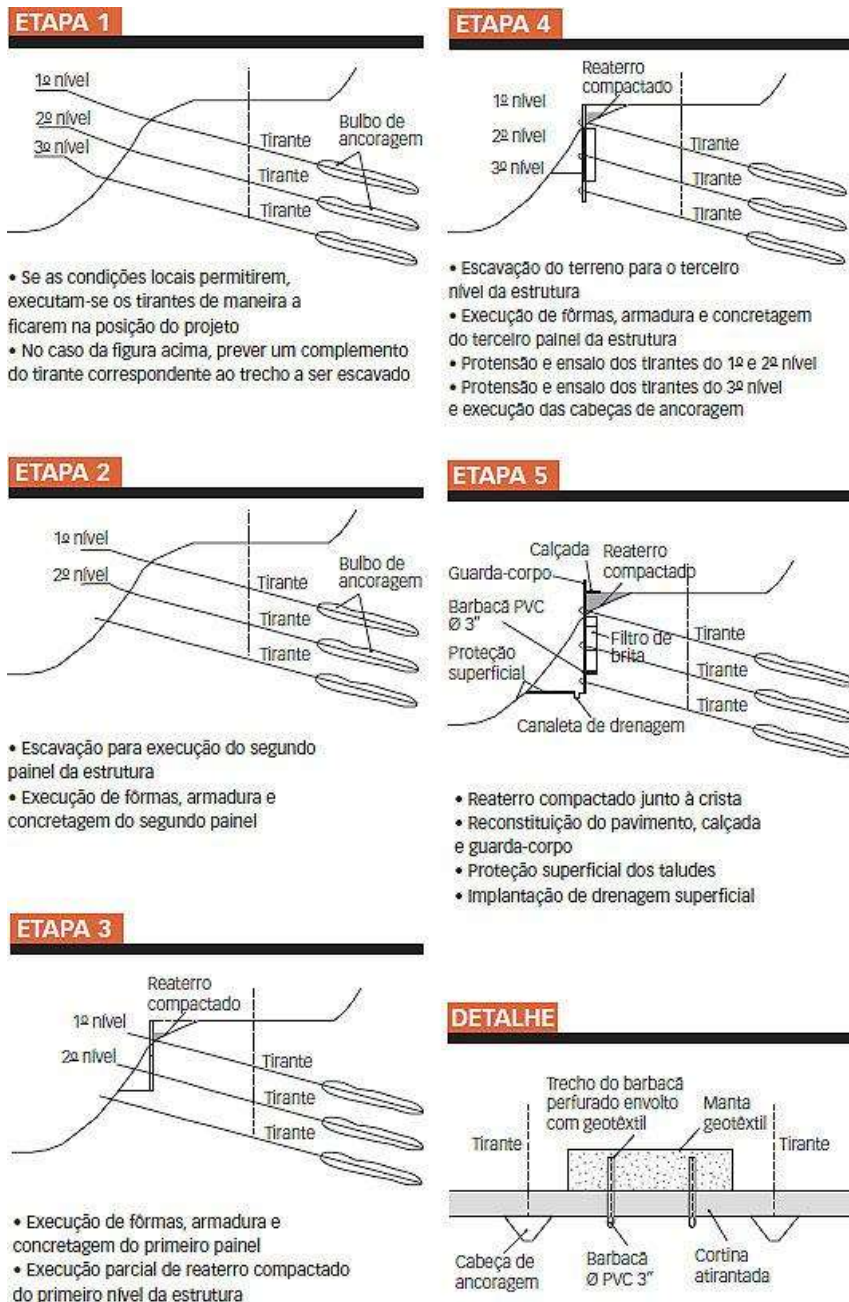


Figura 11 – Etapas de execução – cortina atirantada



## 6. METODOLOGIA CONSTRUTIVA – MURO DE CONCRETO CICLÓPICO

Estes muros (Figura 12) são em geral economicamente viáveis apenas quando a altura não é superior a cerca de 4 metros. O muro de concreto ciclópico é uma estrutura construída mediante o preenchimento de uma fôrma com concreto e blocos de rocha de dimensões variadas. Devido à impermeabilidade deste muro, é imprescindível a execução de um sistema adequado de drenagem.

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

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

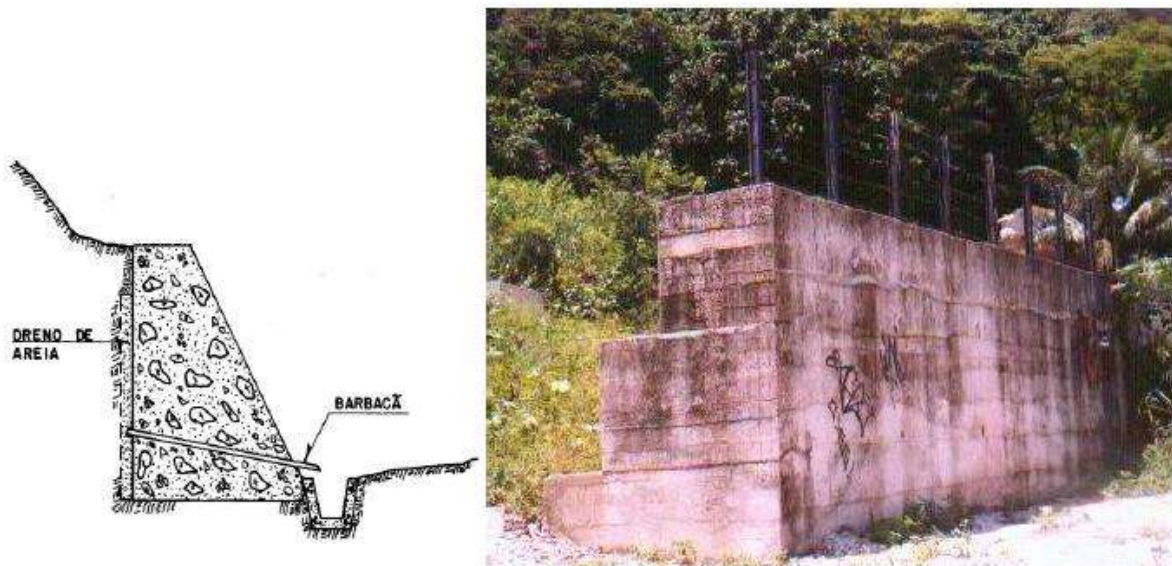


Figura 12 – Muro de concreto ciclópico



## 7. METODOLOGIA CONSTRUTIVA – MURO DE CONCRETO ARMADO

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

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

Para muros com alturas superiores a cerca de 5 m, é conveniente a utilização de contrafortes (ou nervuras), para aumentar a estabilidade contra o tombamento (Figura 14). 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. Esta configuração é menos usual, pois acarreta perda de espaço útil a jusante da estrutura de contenção. Os contrafortes são em geral espaçados de cerca de 70% da altura do muro.

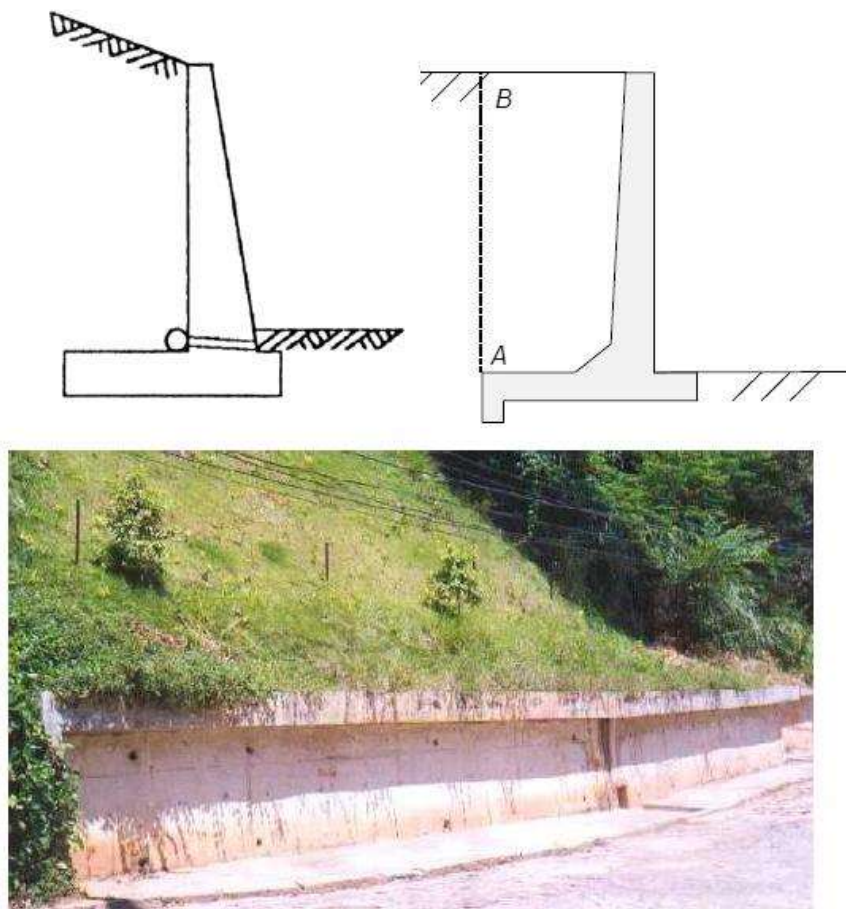


Figura 13 – Muro de concreto armado



**GOVERNO DO ESTADO DO ESPÍRITO SANTO**

Secretaria de Estado da Educação – SEDU

Subsecretaria de Estado de Suporte a Educação – SESE/GERFE

**MEMORIAL DESCRITIVO DE CIVIL**



Muros de flexão (Figura 15) podem também ser ancorados na base com tirantes ou chumbadores (rocha) para melhorar sua condição de estabilidade. Esta solução de projeto pode ser aplicada quando na fundação do muro ocorre material competente (rocha sã ou alterada) e quando há limitação de espaço disponível para que a base do muro apresente as dimensões necessárias para a estabilidade.



Figura 14 – Muros com contraforte



**GOVERNO DO ESTADO DO ESPÍRITO SANTO**

Secretaria de Estado da Educação – SEDU

Subsecretaria de Estado de Suporte a Educação – SESE/GERFE

**MEMORIAL DESCRITIVO DE CIVIL**

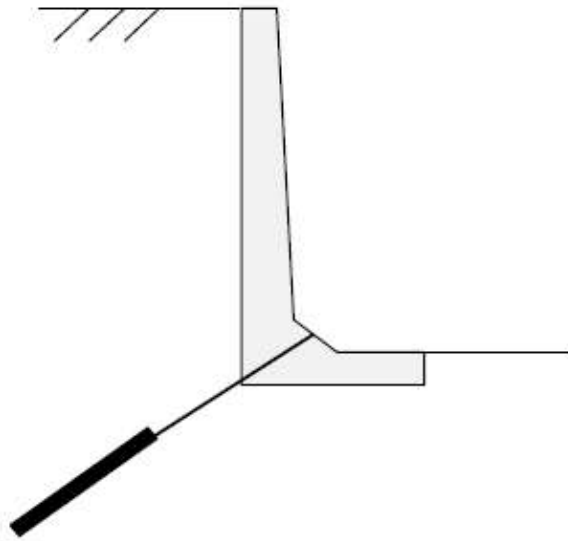


Figura 16 – Muro de concreto ancorado na base: seção transversal

---

Laerte Junior Baptista  
**Engenheiro Civil**  
CREA 7616/D-ES  
**GERFE/SEDU**

Documento original assinado eletronicamente, conforme MP 2200-2/2001, art. 10, § 2º, por:

**WILSON RODRIGUES GONÇALVES**  
COORDENADOR SETORIAL DE DIAGNÓSTICO - MAIA MELO  
ENGENHARIA  
GERFE - SEDU - GOVES  
assinado em 12/03/2026 14:18:10 -03:00

**ROGERIO GIGLIO**  
ENGENHEIRO COORDENADOR GERAL - MAIA MELO ENGENHARIA  
GERFE - SEDU - GOVES  
assinado em 12/03/2026 14:47:49 -03:00

**LAERTE JUNIOR BAPTISTA**  
CIDADÃO  
assinado em 12/03/2026 13:40:54 -03:00



**INFORMAÇÕES DO DOCUMENTO**

Documento capturado em 12/03/2026 14:47:49 (HORÁRIO DE BRASÍLIA - UTC-3)  
por KIARA CHAGAS (ENGENHEIRO CIVIL JUNIOR - MAIA MELO ENGENHARIA - GERFE - SEDU - GOVES)  
Valor Legal: ORIGINAL | Natureza: DOCUMENTO NATO-DIGITAL

A disponibilidade do documento pode ser conferida pelo link: <https://e-docs.es.gov.br/d/2026-3625JX>