

PROJETO EXECUTIVO DE CONTENÇÃO DE ENCOSTA



MUNICÍPIO DE MONTEIRO LOBATO

ESTRADA DO LIVRO, ML – 16, Km 3 + 180

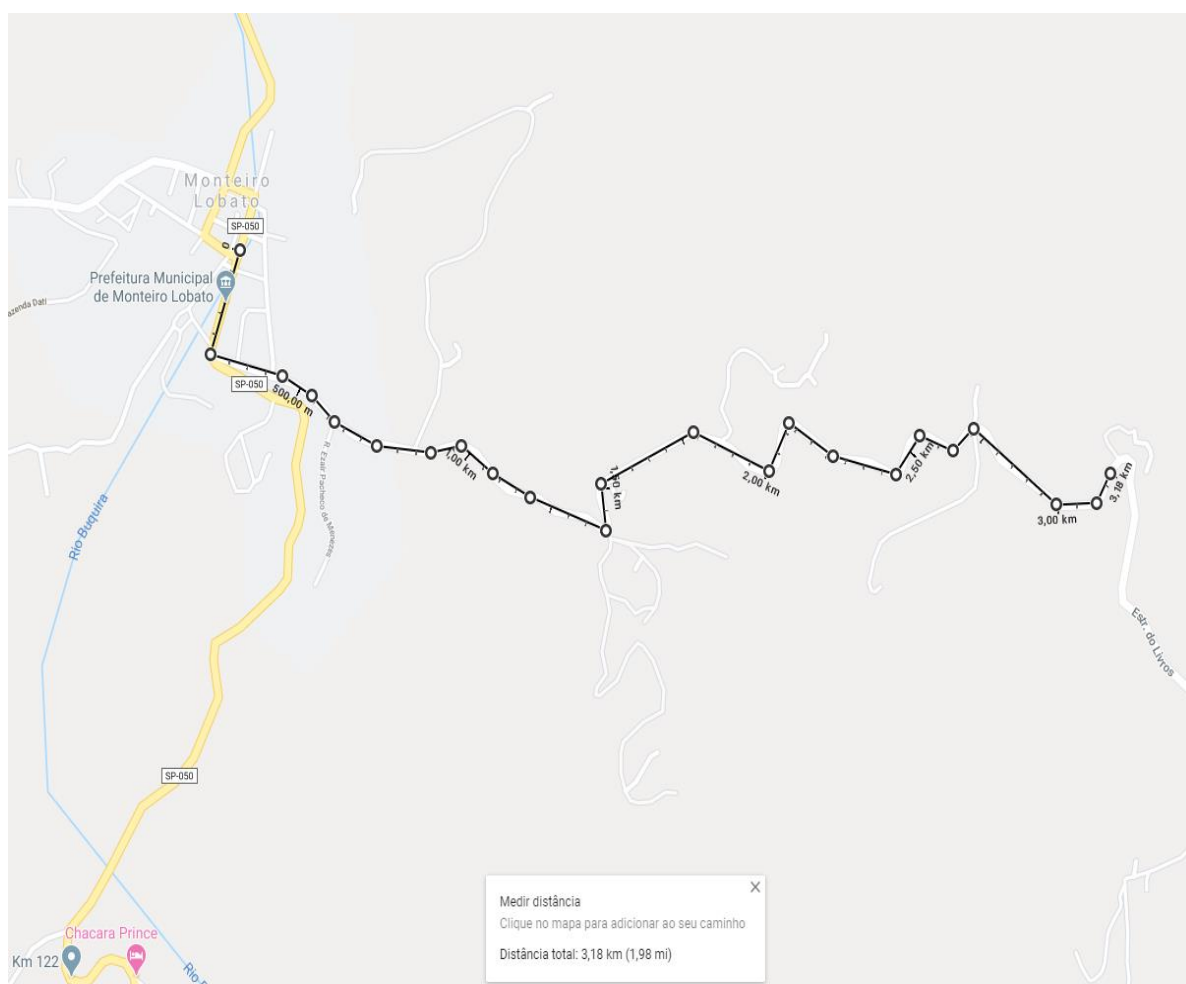
MEMORIAIS DESCRITIVO, DE CÁLCULOS E QUANTITATIVOS

1. INTRODUÇÃO

O Projeto da Estrutura de Contenção da encosta situada na Estrada do Livro é parte integrante dos serviços oriundos de reestruturação da via. Por ocasião de fortes chuvas ocorridas, houve o deslizamento parcial do talude existente, afetando a trafegabilidade e segurança da estrada na altura do quilômetro 3+180 Km.

A finalidade do presente relatório é a proposição de uma estrutura de contenção com a utilização de muro de arrimo em caixas de gabião para a proteção do talude, visando dar estabilidade aos terrenos e à via adjacente.

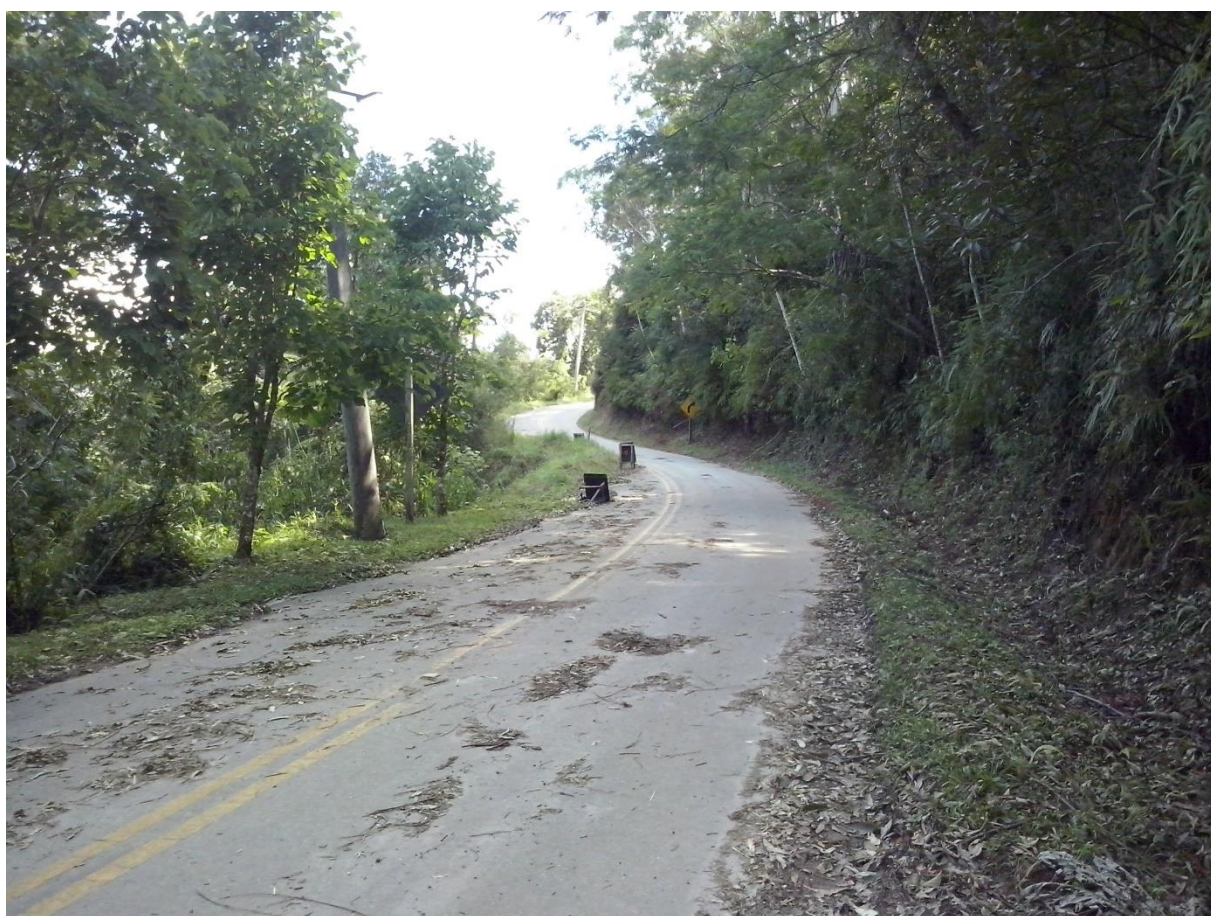
Além da estabilização dos taludes através do muro de contenção, o projeto prevê a restauração do pavimento em revestimento primário, em um segmento aproximadamente de 23 metros na localização da contenção. A serem demarcados pela FISCALIZAÇÃO da Prefeitura.



DISTÂNCIA DA LOCALIZAÇÃO DA CONTENÇÃO



LOCALIZAÇÃO DA CONTENÇÃO



DETALHE DA ESTRADA



ÁREA AFETADA

1.1 ESTABILIDADE

A contenção em gabião tipo caixa apresenta-se como alternativa de grande viabilidade técnico-econômica, também como solução de reduzido prazo de execução. São obras para conter maciços de solo por gravidade e normalmente usados para contenção de média altura.

1.2 CARACTERÍSTICAS E VANTAGENS

As contenções requerem máximo nível de segurança estrutural, pois muitas vezes suportam solos ou materiais de características heterogêneas, cuja avaliação equivocada pode afetar a integridade da estrutura e consequentemente de bens e pessoas. É, portanto, aconselhável usar estruturas flexíveis que possam acompanhar eventuais assentamentos diferenciais ou suportar concentrações de esforços, sem perder sua eficácia estrutural.

Para eliminar sobrecargas decorrentes do empuxo hidroestático é necessário utilizar estruturas drenantes e permeáveis, que além de tornarem a obra mais segura, permitem redução de custos em consequência da otimização da estrutura.

As contenções, devido a sua importância, necessitam ter uma longa vida útil. Devem ser constituídas de materiais resistentes, capazes de suportar os empuxos gerados pelo terreno e eventuais sobrecargas e que requeiram pouca manutenção.

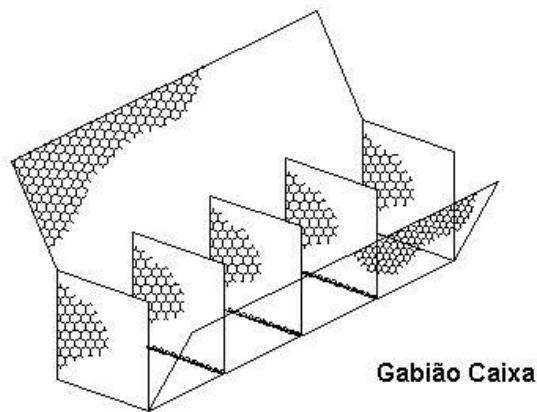
As obras de contenção modificam a configuração do ambiente. É fundamental sua máxima integração com o meio ambiente. São soluções ideais que se adaptam a qualquer situação, e constituídas de materiais inertes que não interajam com o ecossistema existente, criando um habitat que favoreça a recuperação rápida da fauna e flora locais.

1.3 PARÂMETROS DE CÁLCULO

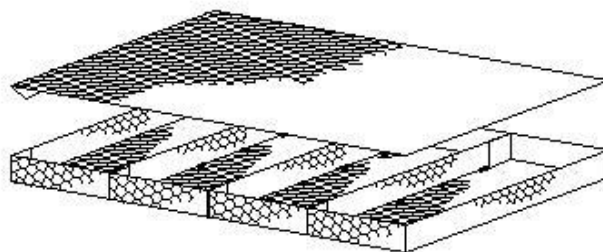
Os métodos de cálculo das estruturas de contenção seguem o princípio geral da mecânica dos solos. Os elementos projetados apresentam junto com a estrutura dos solos, coeficiente de segurança superior a 1,50.

2. ESPECIFICAÇÕES TÉCNICAS

- Os solos utilizados no corpo do aterro deverão estar isentos de matéria orgânica e outras impurezas, e deverão apresentar expansividade inferior a 2,0% (ensaio CBR);
- A execução da face, colocação dos Gabiões e a execução do aterro devem ser simultâneas, ou seja, o levantamento do muro deve ser efetuado concomitantemente com a execução do aterro;
- O aterro deverá ser compactado em camadas com espessura máxima acabada de 25 cm, até atingir o grau de compactação mínimo de 98% em relação à energia normal de compactação. Junto à face, e com espaçamento mínimo de 1,0 m, a compactação deve ser processada através do uso de placas vibratórias ou sapos mecânicos, deve-se evitar o uso de rolo compressor;
- Deverá ser previsto cobertura vegetal dos taludes para proteção contra erosões superficiais;
- Os parâmetros do solo necessitam de confirmação através dos ensaios específicos previamente a execução;
- Os *gabiões tipo caixa* serão confeccionados em malha hexagonal de dupla torção, tipo 8x10 (NBR 10514-88), produzidos a partir de arames de aço BTC (baixo teor de carbono) revestidos com liga tipo Galfan (conforme ASTM 856-98), no diâmetro de 2,40 mm e recobertos com PVC cinza de espessura mínima 0,40 mm (NBR 10514-88). Os gabiões tipo caixa apresentam diafragmas inseridos de metro em metro durante o processo de fabricação e são acompanhados de arames do mesmo tipo para as operações de amarração e atirantamento, no diâmetro de 2,20 mm e nas proporções de 8% sobre o peso dos gabiões de 1,00 m de altura e de 6% para os de 0,50 m de altura;

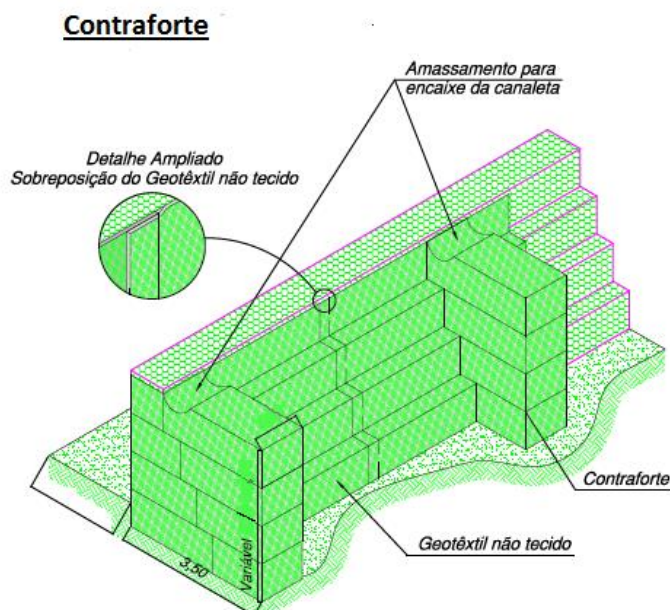


- Os *gabiões tipo colchão Reno*, assim como o gabião tipo caixa, serão confeccionados em malha hexagonal de dupla torção, tipo 8x10 (NBR 10514-88), produzidos a partir de arames de aço BTC (baixo teor de carbono) revestidos com liga tipo Galfan (conforme ASTM 856-98), no diâmetro de 2,40 mm e recobertos com PVC cinza de espessura mínima 0,40 mm (NBR 10514-88). Os gabiões tipo colchão Reno são acompanhados de arames do mesmo tipo para as operações de amarração e atirantamento, no diâmetro de 2,20 mm e nas proporções de 6% para os de 0,650 m de altura.



Colchão Reno

- Deverá ser previsto o alinhamento das caixas dos contrafortes, que serão confeccionados da mesma maneira e material que o gabião tipo caixa e colchão, de forma a obter uma melhor distribuição das tensões na base do muro. A estrutura de contenção será dotada de 3 contrafortes, um em cada extremidade e um no eixo da contenção.



3. ESPECIFICAÇÕES EXECUTIVAS

Compete a FISCALIZAÇÃO demarcar o ponto de início e término da obra de contenção e asfalto.

3.1 SERVIÇOS PRELIMINARES

Constituem o conjunto de operações destinadas a liberar a área para a construção dos gabiões. Os serviços preliminares compreendem a limpeza da camada vegetal e a remoção de solos moles/inservíveis.

3.1.1 Limpeza da Camada vegetal

A remoção da camada vegetal consiste na operação de raspagem de solo com matéria orgânica, em espessuras variáveis de 0 até 30 cm.

O material, na remoção, será classificado pela Fiscalização e será transportado e espalhado em local específico a ser determinado.

3.1.2 Remoção de Solos Moles e Inservíveis

Os solos moles deverão ser retirados sempre que ocorrerem.

Os solos moles e inservíveis deverão ser transportados e espalhados em local específico a ser determinado pela Fiscalização.

3.2 CORTE, CARGA E TRANSPORTE DE MATERIAL

As operações de corte compreendem a escavação do material, carga, transporte e espalhamento do material no destino final (aterro, bota-fora ou depósito).

Compete a EMPREITEIRA efetuar a demarcação destinada a orientar a execução dos serviços de escavação, e zelar pela sua manutenção, cabendo Fiscalização a conferência das referências implantadas.

A escavação será precedida da execução dos serviços de limpeza e remoção de solos moles e inservíveis.

Desde o início das obras e até o seu recebimento definitivo, as escavações executadas ou em execução deverão ser protegidas contra a ação erosiva das águas e mantidas em condições que assegurem drenagem eficiente.

3.3 REATERRO COMPACTADO

Os reaterros poderão ser efetuados com o material escavado ou com material de empréstimo, desde que atendam as especificações: compactação de campo a 98% da Compactação de Laboratório no Proctor Normal e umidade de campo a 2% da umidade ótima obtida em laboratório.

As operações de reaterro compreendem a correção de umidade, através de umedecimento ou aeração e a compactação dos materiais oriundos do empréstimo ou do material escavado e depositado.

Todo o material a ser utilizado para o aterro compactado deverá ser caracterizado pelos seguintes ensaios:

- a) Granulometria por Peneiramento NBR 7.181
- b) Limite de Liquidez NBR 6.459
- c) Limite de Plasticidade NBR 7.180
- d) Densidade Máxima Normal NBR 7.182
- e) Índice de Suporte Califórnia NBR 9.895

O lançamento do material para a construção do reaterro deverá ser feito em camadas sucessivas, em toda a extensão da plataforma e em segmentos de extensões tais que permitam seu umedecimento ou aeração e compactação. Para o corpo do aterro, a espessura de cada camada não deve ultrapassar a 25 cm de camada compactada.

Durante a construção, os serviços já executados deverão ser mantidos com boa conformação e permanente drenagem superficial, para evitar a ação erosiva das águas.

3.4. GABIÕES

3.4.1 Manta Geotêxtil

No gabião tipo caixa a manta geotêxtil é colocada na parte interna no muro, entre o reaterro e o gabião, bem como no contraforte.

No gabião tipo colchão Reno, a manta geotêxtil é colocada sob o gabião de modo que este fique apoiado em toda a sua superfície.

Os transpasses de cada peça de manta geotêxtil devem ser de 30 cm no sentido longitudinal e transversal das emendas.

É extremamente importante que todas as faces/superfícies do gabião em contato com o solo, especificado no projeto, estejam apoiadas ou cobertas pela manta geotêxtil, pois o seu uso facilita a drenagem, melhora a coesão do solo nas fundações e aumenta a característica monolítica da estrutura.

3.4.2 Gabião tipo Caixa

3.4.2.1 Montagem

Abrir os fardos e desdobrar cada unidade sobre uma superfície rígida e plana tirando as eventuais irregularidades.

Levantar as laterais e os diafragmas na posição vertical. Juntar os cantos superiores com os arames grossos que saem dos mesmos.

Costurar as arestas em contato e os diafragmas com as laterais. A costura deve ser executada com o arame de forma contínua passando-se por todas as malhas, alternadamente.

3.4.2.2 Colocação

Nivelar a base onde os gabiões serão assentados. Antes do enchimento, costurar os gabiões em contato ao longo de todas suas arestas, tanto horizontais como verticais, com o mesmo tipo de costura.

3.4.2.3 Enchimento

O enchimento pode ser feito manual ou mecanicamente.

Para se obter um bom acabamento, depois de posicionados vários gabiões caixa, antes de enche-los, use gabaritos de madeira.

As pedras devem ter medidas regulares, maiores que o dobro da malha de aço do gabião.

O preenchimento deve permitir a máxima deformabilidade da estrutura, obtendo-se a mínima percentagem de vazios, assegurando assim o maior peso específico.

O enchimento do gabião caixa deve ser feito em três etapas, como segue:

- a) Encha o gabião até 1/3 de sua capacidade total.
- b) Coloque os tirantes e encha até 2/3 de sua capacidade total.
- c) Coloque novamente os tirantes e acabe de encher com até 3 a 5 cm acima da altura do gabião.

Jamais encher uma caixa sem que a caixa ao lado esteja parcialmente preenchida.

3.4.2.4 Fechamento

A tampa deve ser dobrada e costurada (com o mesmo tipo de costura) ao longo de todas as arestas incluindo a camada dos gabiões já preenchidos.

3.4.3 Gabião tipo Colchão Reno

3.4.3.1. Montagem

Abrir os fardos de colchão Reno e desdobrar cada unidade sobre uma superfície rígida e plana tirando as eventuais irregularidades.

Estique o gabião até atingir o seu comprimento nominal.

A tampa é fornecida separadamente no gabião caixa.

Arrume os diafragmas que ficarem abertos.

Levante as paredes laterais.

Todas as costuras devem ser feitas alternando-se uma volta simples e outra dupla a cada 10cm.

3.4.3.2 Colocação

Crave estacas nos cantos das caixas para melhor estiramento da estrutura.

Uma os gabiões colchão Reno vazios, costurando-os ao longo das bordas de contato.

Coloque um tirante vertical a cada m² para unir a tampa ao fundo do gabião colchão Reno.

3.4.3.3 Enchimento

Comece a encher arrumando o agregado e modo que os vazios sejam entre eles sejam os menores possíveis e que a superfície fique nivelada.

Pode ser cheio manual ou mecanicamente, sempre conservando o alinhamento e a simetria dos diafragmas.

3.4.3.4 Fechamento

A tampa deve ser costurada (com o mesmo tipo de costura) ao longo de todas as arestas superiores, diafragmas e tirantes.

4. MEMÓRIA DE CÁLCULO

4.1 Critérios de Cálculo

4.1.1 Concepção

O muro de arrimo deve ser concebido como muro a flexão ou muro de gravidade.

4.1.2 Carregamentos

Os carregamentos a serem considerados são os definidos pelas normas brasileiras vigentes, salvo para casos especiais, os quais serão previamente definidos pelo cliente.

Os cálculos devem apresentar, no mínimo, as situações de carregamento citadas a seguir.

4.1.2.1 Permanentes

a) verticais

Serão consideradas as seguintes ações:

- peso próprio da estrutura: $\gamma_{\text{concr}} = 25 \text{ KN/m}^3$;
- peso próprio do solo: γ_{solo} definido nos estudos geotécnicos. Para o solo abaixo do nível do lençol freático, deve ser considerado o efeito de submersão, sendo o valor do peso específico saturado $\gamma_{\text{solo sat}}$ definido nos estudos geotécnicos.

O nível d'água – N.A., a ser considerado nos cálculos deve ser o nível determinado nas sondagens acrescido de 1 m.

A carga de reação do solo atuante na base do muro de arrimo deve sempre ser determinada através do equilíbrio das cargas verticais atuantes. Salvo para o caso de contenções estacadas, elas podem ser consideradas como uniformemente distribuídas.

b) horizontais

As cargas horizontais permanentes devem ser compostas pelas ações de empuxo provenientes de solo e água.

No cálculo do empuxo de solo deve-se considerar o efeito de compactação do aterro arrimado e a deformabilidade do muro. Os valores dos coeficientes de empuxo podem variar desde o estado ativo até maior do que 1,0.

Os valores de pesos específicos dos solos devem ser obtidos a partir dos estudos geotécnicos. A adoção das envoltórias de empuxo deve contemplar a possibilidade de variação do nível d'água ao longo do tempo.

4.1.2.2 Acidentais

Para o caso de cargas acidentais, devem ser considerados pelo menos os seguintes casos de carregamento:

a) verticais

Devem ser adotadas as sobrecargas provenientes de edificações próximas, depósitos de materiais, equipamentos, trem-tipo previsto em norma etc.

Para o caso de muro de arrimo próximo a rodovias, ferrovias etc., as cargas acidentais e a geometria do trem-tipo a serem consideradas devem ser as definidas em norma. No caso de rodovia, deve-se adotar o trem-tipo classe 45 da NBR 7188(3), independente da classe da rodovia em estudo. Ver a Instrução de Projeto de Estrutura de Obra de Arte Especial.

O trem-tipo a ser considerado deve ser aplicado ao nível do topo do pavimento, considerando-se o espraio das cargas a 45° desde o ponto de aplicação até a face vertical da estrutura.

Devem ser considerados os coeficientes de impacto para as cargas acidentais.

Para alturas de aterro superiores a 4,0 m pode ser desprezado o efeito das cargas móveis. Entretanto, deve ser adotada como carga accidental a carga uniformemente distribuída de 5 kN/m².

b) horizontais

As ações acidentais horizontais devem ser oriundas dos empuxos do solo, considerando-se a aplicação das sobrecargas laterais de edificações próximas, de equipamentos, do trem-tipo etc., no topo do maciço arrimado. Os empuxos a serem considerados devem ser os empuxos já descritos no item anterior de carregamento permanente e pressões laterais determinadas pela teoria da elasticidade.

4.1.3 Determinação dos Esforços

A análise da estrutura e a determinação dos esforços podem ser realizadas, a critério do calculista, pelas teorias da resistência dos materiais e da estática das estruturas, com o emprego de soluções analíticas por meio de fórmulas, ábacos e tabelas disponíveis ou soluções numéricas, com a utilização de programas computacionais específicos desenvolvidos através de métodos de elementos finitos. Estes programas computacionais fornecem a distribuição de tensões e deformações tanto na estrutura do muro de arrimo como no maciço do terreno.

Para estruturas de concreto é fundamental o atendimento a todas as prescrições da norma NBR 6118(1) referentes aos Estados de Limites Últimos – ELU quanto à capacidade resistente da estrutura, bem como as verificações quanto à fissuração e deformações a serem executadas nos Estados Limites de Serviço – ELS.

4.1.4 Dimensionamento do Muro de Arrimo

Devem ser contemplados todos os casos de carregamentos e a envoltória dos esforços solicitantes.

Para muros constituídos de inclusões que reforçam o maciço do aterro, como geossintéticos, telas e fitas metálicas, também é necessária a verificação de estabilidade interna.

4.1.5 Verificação de Estabilidade Geral do Muro de Arrimo

A verificação deve ser realizada para cada seção típica do muro de arrimo, em situação de pior representatividade geológico-geotécnica.

Os fatores de segurança – FS, globais ou parciais, devem ser compatíveis em cada fase de desenvolvimento do projeto e devem considerar: o grau de conhecimento das solicitações e materiais a serem utilizados, a caracterização do subsolo pelos dados disponíveis e pela sua dispersão, a complexidade da execução do projeto, a confiabilidade dos métodos adotados, cálculos e execução, a permanência das condições previstas durante o tempo da existência da obra, as consequências em caso de acidentes que envolvam danos materiais ou humanos e o caráter da obra, transitório ou permanente.

As verificações são:

a) estabilidade local

A estabilidade do muro de arrimo deve ser analisada quanto ao tombamento, deslizamento, capacidade de carga da fundação e tensões máximas e mínimas. Os esforços atuantes a serem considerados devem ser os obtidos dos carregamentos.

O fator de segurança ao tombamento é definido pela relação entre os momentos estabilizantes (ΣM_{est}) e os momentos instáveis (ΣM_{inst}). Pode ter como referência o ponto fixo localizado na extremidade da base do muro, do lado do paramento externo.

$$FS = \frac{\Sigma M_{est}}{\Sigma M_{inst}} \geq 1,5$$

Os momentos estabilizantes (ΣM_{est}) são decorrentes do peso do muro e, quando houver, peso do solo sobre a base ou paramento interno do muro. No caso de maciços reforçados, devem ser considerados os esforços de tração de cada elemento.

Os momentos instáveis (ΣM_{inst}) são decorrentes do empuxo de solo, do empuxo hidrostático e das cargas acidentais horizontais.

Também deve ser verificada a estabilidade da fundação do muro; as tensões normais solicitantes no maciço devem ser comparadas às tensões de ruptura do solo de tal modo que:

$$\frac{\sigma_{rupt}}{\sigma} \geq 3,0$$

$\sigma_{rupt} = c \times N_c + q \times N_q + 0,5 \times \gamma \times B \times N_\gamma$ – fórmula de ruptura geral de
Terzaghi

Onde:

c: coesão do solo (N/m²);

q: carga distribuída (N/m²);

γ: peso específico do solo (N/m³);

B: menor dimensão da base do muro (m);

N_c, N_q e N_γ: adimensionais.

A distribuição de tensões na base do muro deve supor uma distribuição linear do tipo:

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{W}$$

Onde:

N: força Normal (N);

A: área da base (m²);

M = ΣM_{est} - ΣM_{inst} (N.m);

W: módulo resistente (m³).

As dimensões da fundação direta devem seguir os seguintes critérios a seguir.

$$\sigma_{máx} = \frac{N}{A} + \frac{M}{W} \leq 1,3 \times \sigma_{adm} = 1,3 \times \frac{\sigma_{rup}}{3}$$

$$\sigma_{média} = \frac{\sigma_{máx} + \sigma_{mín}}{2} \leq \sigma_{adm} = \frac{\sigma_{rup}}{3}$$

$$\sigma_{mín} = \frac{N}{A} - \frac{M}{W} \geq 0, \text{ nessa condição tem-se a força resultante vertical}$$

dentro do núcleo central de inércia, evitando-se qualquer esforço de tração na base.

No caso de deslizamento, o muro de arrimo deve atender às condições de segurança quanto ao deslizamento pela relação entre a somatória dos esforços estabilizantes (ΣF_{est}) e os esforços instabilizantes (ΣF_{inst}).

$$FS = \frac{\Sigma F_{est}}{\Sigma F_{inst}} \geq 1,5$$

Os esforços estabilizantes compreendem a resistência ao deslizamento; neste caso, é a força de atrito na interface entre o muro e o solo, que é igual ao peso do muro multiplicado pelo coeficiente de atrito, que depende da rugosidade da base e do ângulo de atrito efetivo do solo ϕ' . A garantia dessa condição sugere cuidados construtivos tais como não afofar, amolgar ou encharcar o solo da fundação e executar um lastro com brita apiloada para receber a concretagem da base.

O empuxo passivo na frente do muro de arrimo deve considerar a hipótese eventual de escavação futura do solo.

Além disso, a mobilização desse empuxo requer deformações relativamente maiores que do empuxo ativo, devendo este aspecto ser considerado nos cálculos de estabilidade.

Os esforços instáveis são compreendidos pelo empuxo de solo, considerando a submersão na profundidade correspondente do empuxo hidrostático e cargas acidentais horizontais (E_a).

$$FS = \frac{\Sigma F_{est}}{\Sigma F_{inst}} = \frac{P \times \tan \phi'}{E_a + E_p}$$

Onde:

E_p : empuxo passivo considerado na base do muro (N/m²);

$\tan \phi'$: coeficiente de atrito na interface entre a base e o solo.

Os fatores de segurança FS a serem adotados são aqueles prescritos pela norma brasileira e, ainda, $FS_{\text{mínimo}}$ igual a 1,3 para obras provisórias e 1,5 para obras definitivas.

b) estabilidade global

A análise deve contemplar a estabilidade global do muro em que são abrangidos o paramento, o maciço arrimado e a fundação.

Os métodos de cálculo recomendados para o cálculo no estado limite último são os de equilíbrio limite, podendo ser utilizados aqueles cujas hipóteses melhor se aproximem do caso em estudo. Os programas computacionais utilizados devem ser justificados quanto à confiabilidade de seus resultados mediante comprovações.

No caso de necessidade de análise de deslocamentos no solo, a verificação de estabilidade deve ser realizada através de análise numérica pelo método de elementos finitos.

DADOS DE ENTRADA

Dados sobre o muro

Inclinação do muro:	6°
Peso específico da pedra:	25,00 KN/m ³
Porosidade dos gabiões:	30,00 %
Peso médio do gabião:	1,80 T/m ³
Geotêxtil no terrapleno:	Sim
Coeficiente de atrito entre o terreno e o gabião:	0,7
Geotêxtil sob a base:	Não
Redução do atrito:	5 %
Malha:	8 x 10
Diâmetro do arame:	Ø 2,40 mm

Dados sobre o terrapleno

Inclinação do trecho:	53,01°
Comprimento do trecho:	23,00 m
Peso específico do solo:	19,00 KN/m ³ (Estimado)
Ângulo de atrito do solo:	20°
Coesão do solo:	18,00 KN/m ² (Estimado)

Dados sobre a fundação

Altura da superfície superior:	0,65 m
Comprimento inicial:	5,50 m
Inclinação:	6°
Peso específico do solo:	19,00 KN/m ³
Ângulo de atrito do solo:	20°
Coesão do solo:	18,00 KN/m ²
Pressão adm. na fundação:	182,34 KN/m ²
Altura do nível d'água:	0,40 m

Dados sobre a superfície freática

Altura inicial:	0,40 m
-----------------	--------

Dados sobre as cargas

Cargas distribuídas sobre o terrapleno:	20,00 KN/m ²
---	-------------------------

RESULTADOS DAS ANÁLISES

Empuxos Ativo e Passivo

Empuxo Ativo:	45,46 KN/m
Ponto de apl. ref. ao eixo X:	1,76 m
Ponto de apl. ref. ao eixo Y:	0,82 m
Direção do empuxo ref. ao eixo X:	31,43°
Empuxo Passivo:	7,32 KN/m
Ponto de apl. ref. ao eixo X:	0,01 m

Ponto de apl. ref. ao eixo Y: 0,13 m
Direção do empuxo ref. ao eixo X: 0°

Deslizamento

Força normal sob a base: 99,89 KN/m
Ponto de apl. ref. ao eixo X: 0,77 m
Ponto de apl. ref. ao eixo Y: - 0,08 m
Força tangente sob a base: 21,14 KN/m
Força resistente na base: 70,66 KN/m
Coef. de Segurança Contra o Deslizamento: 2,17

Tombamento

Momento Atuante: 31,82 KN/m x m
Momento Resistente: 110,41 KN/m x m
Coef. de Segurança Contra o Tombamento: 3,47

Tensões Atuantes na Fundação

Excentricidade: 0,22 m
Tensão normal na borda externa: 84,96 KN/m²
Tensão normal na borda interna: 16,46 KN/m²
Tensão máx. admissível na fundação: 141,62 KN/m²

Estabilidade Global

Centro do arco ref. ao eixo X: - 2,31 m
Centro do arco ref. ao eixo Y: 8,71 m
Raio do arco: 10,07 m
Número de superfícies pesquisadas: 44
Coef. de Segurança Contra a Rup. Global: 1,51

DADOS SOBRE O SOLO

Solo	γ	c	ϕ
	KN/m ³	KN/m ³	graus
Bs	19,00	18,00	20°

VERIFICAÇÕES DE ESTABILIDADE

Coef. de Seg. Deslizamento:	2,17	Tensão na base (esquerda):	84,96KN/m ²
Coef. de Seg. Tombamento:	3,47	Tensão na base (direita):	16,46KN/m ²
Coef. de Seg. Rup. Global:	1,51	Máxima tensão admissível:	141,62KN/m ²

5. MEMÓRIA DE CÁLCULO DOS QUANTITAVOS

5.1 SERVIÇOS PRELIMINARES

5.1.1 Placa de obra:

$$2 \text{ un} \times 3,00 \times 1,50 \text{ m} = 9,00 \text{ m}^2$$

5.1.2 Locação da obra:

$$(10,00\text{m} \times 30,00\text{m}) = 300,00 \text{ m}^2$$

5.1.3 Sondagem a percussão:

$$02 \text{ furos de } 20 \text{ m cada} = 40 \text{ m}$$

5.1.4 Instalação de sinalizador noturno led. af_11/2017=

$$10 \text{ unidades}$$

5.1.5 Execução de almoxarifado em canteiro de obra em chapa de madeira compensada, incluso prateleiras=

$$2,00 \times 3,00\text{m} = 6,00 \text{ m}$$

5.1.6 Execução de sanitário e vestiário em canteiro de obra em chapa de madeira compensada, não incluso mobiliário =

$$1,5 \times 2,00\text{m} = 3,00\text{m}$$

5.2 OBRA DE CONTENÇÃO

5.2.1 Gabião caixa galvanizada h = 1,00 m:

$$V = (23,00\text{m} \times 8,50\text{m} \times 1,00\text{m}) = 279,65 \text{ m}^3$$

$$V = (3\text{un} \times 1,00\text{m} \times 9,90\text{m} \times 1,00\text{m}) = 29,70 \text{ m}^3 \quad (\text{CF}) \quad \text{Total} - \mathbf{309,35 \text{ m}^3}$$

5.2.3 Gabião Colchão Reno, e=65 cm:

Em toda extensão do muro de 23,00 metros de comprimento por 5,00 m de largura, totalizando **115,00m² (74,75 m³)**.

5.2.4 Fundação com lastro de rachão:

Volume = Comprimento x largura x altura

$$V = 23,00 \times 5,00 \times 0,65 = \mathbf{74,75 \text{ m}^3}$$

5.2.5 Geotêxtil não-tecido em poliéster:

Nas costas do muro: 23,00m (comprimento) x 7,00 (envolvimento das caixas), mais os transpases (10%) e contrafortes: $((23 \times 7) + (4 \times 3,5/2 \times 3) \times 3)) = 246,40 \text{ m}^2$, mais fundo do colchão Reno: 5,00m (largura) x 23,00m (comprimento) + Transpasse (10%) = 126,50m², totalizando **372,90 m²**.

5.2.6 Geomanta flexível tridimensional:

$$\text{No talude} - 12,58\text{m} \times 23\text{m} + 10\% = \mathbf{318,27\text{m}^2}$$

5.2.7 Limpeza da camada vegetal:

- Comprimento: 40,00 m

- Largura = 15,85 m

$$\text{Área} = (C \times L) = 40,00 \times 15,85 = \mathbf{684,00 \text{ m}^2}$$

5.2.8 Escavação vertical a céu aberto, em obras de infraestrutura, incluindo carga, descarga e transporte, em solo de 1ª categoria com escavadeira hidráulica (caçamba: 0,8 m³ / 111hp), frota de 5 caminhões basculantes de 14 m³, dmt de 1,5 km e velocidade média 18km/h =

$$\text{Área} \times \text{espessura} + 30\% \text{ empolamento} = (684,00 \times 1,35) \times 1,30 = \mathbf{1200,00 \text{ m}^3}$$

5.2.9 Execução e compactação de aterro com solo predominantemente arenoso - exclusive solo, escavação, carga e transporte =

$$\text{Volume} = \text{área transversal} \times \text{comprimento} = (6 \times 12,69 / 2) \times 40 = \mathbf{1.522,80 \text{ m}^3}$$

5.2.10 Ancoragem de defesa maleável simples - fornecimento e implantação =

$$\text{Metro linear} = 60,00 \text{ m}$$

5.2.12 PLANTIO DE GRAMA EM PLACAS.

$$\text{Área} = 15,85 \times 30 = \mathbf{475,50 \text{ m}^2}$$

5.2.13 Compensação de árvores:

Considerado **55,00 unidades**

5.3 TERRAPLENAGEM / PAVIMENTAÇÃO

5.3.1 Demolição do pavimento existente:

Volume = Comprimento x Largura x Espessura

$$\text{Volume} = 30,00 \times 5,00 = \mathbf{150,00 \text{ m}^2}$$

5.3.2 Escavação:

Volume = Comprimento x Largura x Profundidade

$$\text{Volume} = 30,00 \times 5,00 \times 0,95 = \mathbf{142,50 \text{ m}^3}$$

5.3.3 Transporte:

Volume = Volume escavado + empolamento

$$\text{Volume} = 142,50 + 30\% = \mathbf{185,25 \text{ m}^3} \times \mathbf{4\text{km}} = \mathbf{741 \text{ m}^3/\text{km}}$$

5.3.4 Camada de rolamento CBUQ (5,00 cm):

Volume = Comprimento x Largura x Espessura

$$\text{Volume} = 30,00 \times 5,00 \times 0,05 = \mathbf{7,50 \text{ m}^3}$$

5.3.5 Imprimadura betuminosa ligante:

$$\text{Área à pavimentar: } 30,00 \times 5,00 = \mathbf{150,00 \text{ m}^2}$$

5.3.6 Imprimadura betuminosa impermeabilizante:

$$\text{Área à pavimentar: } 30,00 \times 5,00 = \mathbf{150,00 \text{ m}^2}$$

5.3.7 Execução e compactação de base e ou sub base para pavimentação de pedra rachão - exclusive carga e transporte=

Volume = Comprimento x Largura x Profundidade

Volume = 30,00 x 5,00 x 0,35 = **52,50 m³**

5.3.8 Sinalização horizontal com tinta retrorrefletiva a base de resina acrilica com microesferas de vidro=

Área = 4 unid x 30,00 m x 0,10 m = **12 m²**

5.3.9 Assentamento de guia (meio-fio) em trecho reto, confeccionada em concreto pré-fabricado, dimensões 100x15x13x30 cm (comprimento x base inferior x base superior x altura), para vias urbanas (uso viário). Af_06/2016

Extensão de 30,00 m

5.3.10 Execução de sarjeta de concreto usinado, moldada in loco em trecho reto, 45 cm base x 15 cm altura. Af_06/2016

Extensão de 30,00 m

5.3.11 Tubo de concreto para redes coletoras de águas pluviais, diâmetro de 600 mm, junta rígida, instalado em local com baixo nível de interferências - fornecimento e assentamento. Af_12/2015

Extensão = 30,00 m

Meio tubo = 30 / 2 = **15,00 m**

5.3.12 Poco de visita para drenagem pluvial, em concreto estrutural, dimensoes internas de 90x150x80cm (largxcompxalt), para rede de 600 mm, exclusos tampao e chamine.

= 1 unidade