

Manual Sabo Vol.1

Versão final sem projeto gráfico

Brasília

2026



MINISTÉRIO DAS
CIDADES



MINISTÉRIO DA
INTERAÇÃO E DO
DESENVOLVIMENTO
REGIONAL

GOVERNO DO
BRASIL
DO LADO DO POPO BRASILEIRO

MINISTÉRIO DA INTEGRAÇÃO E DO DESENVOLVIMENTO REGIONAL

Waldez Góes – Ministro de Estado

Secretaria Nacional de Proteção e Defesa Civil – Sedec

Wolnei Wolff Barreiros – Secretário Nacional de Proteção e Defesa Civil

Frederico do Monte Seabra – Diretor do Departamento de Prevenção e

Mitigação de Desastres - Substituto

PROJETO SABO

MINISTÉRIO DA INTEGRAÇÃO E DO DESENVOLVIMENTO REGIONAL

MINISTÉRIO DAS CIDADES

MUNICÍPIO DE NOVA FRIBURGO/RJ

MUNICÍPIO DE TERESÓPOLIS/RJ

JICA - AGÊNCIA DE COOPERAÇÃO INTERNACIONAL DO JAPÃO



MINISTÉRIO DAS
CIDADES



MINISTÉRIO DA
INTEGRAÇÃO E DO
DESENVOLVIMENTO
REGIONAL





SUMÁRIO GERAL

1. INTRODUÇÃO.....	6
2. DESCRIÇÃO GERAL DAS OBRAS DE RETENÇÃO DE FLUXOS DE DETRITOS: BARREIRAS SABO.....	25
3. PROJETO PARA INTERVENÇÕES DE CONTROLE DE FLUXO DE DETRITOS	47
4. DIMENSIONAMENTO DO VERTEDOURO.....	111
5. BARREIRA SABO IMPERMEÁVEL.....	128
6. PROJETO DE BARREIRA SABO PERMEÁVEL	233



Sumário

1. INTRODUÇÃO	6
1.1. Objetivo	6
1.2. Abrangência da Aplicação	7
1.3. Etapas do projeto de engenharia	8
1.4. Diretrizes e Correlatas	10
1.5. Glossário ilustrado	10
1.5.1 Barreira SABO Impermeável (sem piscina de absorção).....	10
.....	11
1.5.2. Barreira SABO Impermeável (com piscina de absorção*)	12
1.5.3. Barreira SABO Permeável	15
1.6. Terminologia	17

Lista de Tabelas

Tabela 1- Função e Objetivo.....	18
----------------------------------	----

Lista de Figuras

Figura 1 - Perfil longitudinal do leito do canal: relação entre as declividades características do movimento do fluxo	7
Figura 2 - Fluxograma de plano, projeto e execução de obras das barreiras.	9
Figura 3 - Planta baixa da barreira impermeável	11
Figura 4 - Vista frontal da barreira principal.....	11
Figura 5 - Vista isométrica da barreira impermeável	12
Figura 6 - Seção transversal da barreira impermeável	12
Figura 7 - Planta baixa da barreira impermeável com piscina de absorção	13
Figura 8 - Vista frontal da barreira principal com piscina de absorção	14
Figura 9 - Vista isométrica da barreira impermeável com piscina de absorção.....	14
Figura 10 - Seção transversal da barreira impermeável com piscina de absorção.....	15
Figura 11 - Vista frontal da barreira principal.....	15
Figura 12 - Seção transversal da barreira permeável	16
Figura 13 - Planta baixa da barreira	16
Figura 14 - Vista isométrica da barreira permeável	16

1. INTRODUÇÃO

1.1. Objetivo

O objetivo deste manual é orientar a elaboração de projetos de engenharia para obras de retenção e controle de fluxos de detritos. As bases conceituais e práticas são apresentadas à luz da experiência japonesa no desenvolvimento dos projetos denominados SABO. As diretrizes para a elaboração desses projetos têm como referência o Manual Técnico para Intervenções Estruturais para Fluxo de Detritos (edição revisada em 2026).

Define-se projeto SABO como o conjunto de soluções de engenharia voltadas ao controle de desastres relacionados a sedimentos — principalmente fluxos de detritos —, integrado ao planejamento da bacia hidrográfica. A equipe envolvida deve ter caráter multidisciplinar.

As características das bacias hidrográficas variam para cada talvegue e, mesmo ao longo de um único talvegue, podem ocorrer variações relevantes. O projeto de obras de retenção e controle de fluxos de detritos requer a compreensão das condições geológico-geotécnicas, hidrológicas e topográficas da área de estudo. Para isso, são necessários levantamentos de campo e a coleta de informações de diversas fontes, incluindo a literatura técnica, que permitam caracterizar o talvegue em análise, bem como as vertentes suscetíveis à ocorrência de movimentos de massa.

Além dos aspectos geológico-geotécnicos, são indispensáveis estudos hidrológicos, que subsidiam o dimensionamento dos vertedores, a estimativa do volume de material mobilizado durante a corrida de detritos e a avaliação das forças hidrodinâmicas atuantes na estrutura.

O processo de fluxo de detritos abordado neste manual consiste em um tipo de movimento de massa que ocorre na forma de um fluxo rápido de detritos — constituído por partículas de solo e fragmentos/blocos de rocha, podendo incluir vegetação —, geralmente saturados, que se desloca ao longo de um talvegue até a

zona de deposição. A Figura 1 apresenta a relação entre as declividades ao longo do talvegue e as características esperadas do movimento de fluxo de detritos.

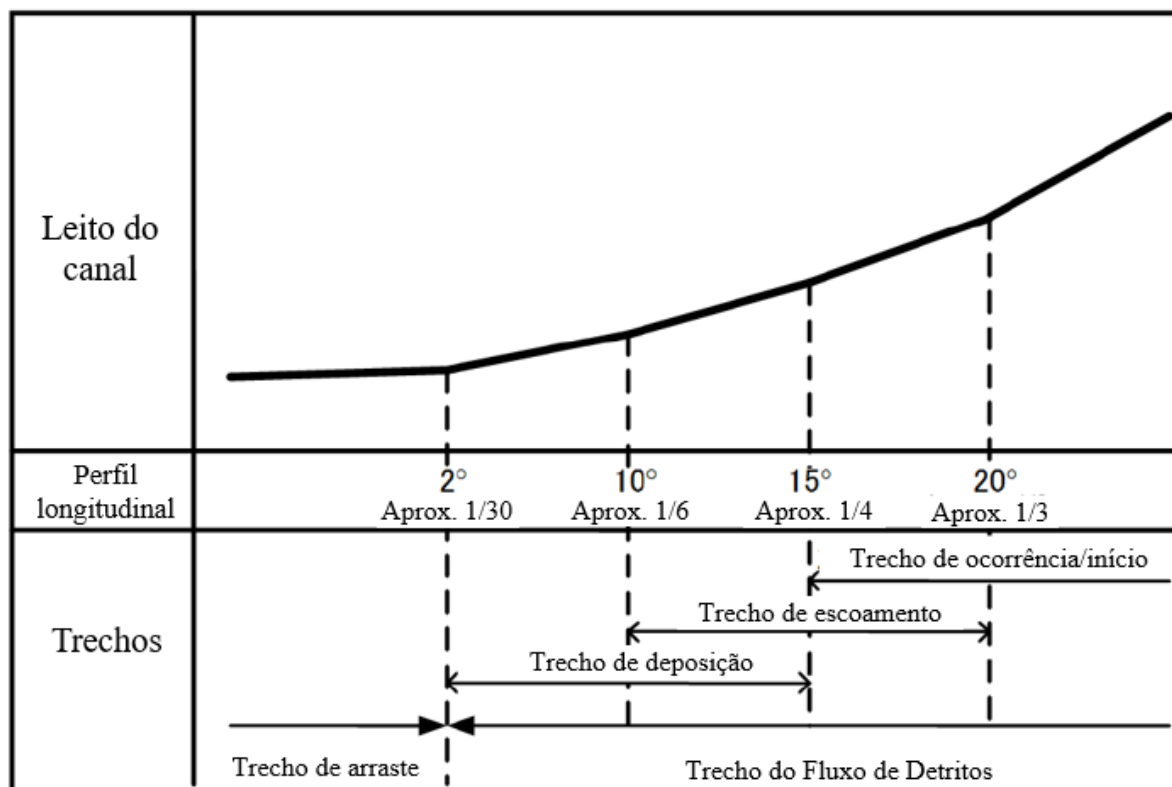


Figura 1 - Perfil longitudinal do leito do canal: relação entre as declividades características do movimento do fluxo

Fonte: National Institute for Land and Infrastructure Management, Ministry of Land, Infrastructure, Transport and Tourism, Japan (2016): Manual of Technical Standard for establishing SABO master plan for debris flow and driftwood

1.2. Abrangência da Aplicação

As diretrizes estabelecidas neste Manual abrangem as Barreiras SABO destinadas à retenção e controle de fluxos de detritos. Estas diretrizes aplicam-se aos projetos de engenharia e à execução de obras voltadas à implementação de intervenções estruturais com esse objetivo no território brasileiro.

Exemplos de estruturas SABO são listados a seguir:

1. Barreiras SABO, entendidas como instalações destinadas à retenção e controle de fluxos de detritos:
 - a) Barreira SABO Impermeável, em concreto (ver Itens 1.5.1 e 1.5.2);
 - b) Barreira SABO Permeável, em aço/concreto (ver Item 1.5.3.);
2. Obras de controle da geração de detritos;
3. Obras de canalização de fluxo de detritos;
4. Obras destinadas à deposição de fluxo de detritos;
5. Obras para controle do trajeto do fluxo de detritos; e
6. Obras destinadas à retenção de troncos.

Para a elaboração de projetos de obras SABO destinadas à retenção e controle de fluxos de detritos que não se enquadrem nas condições estabelecidas neste Manual de Barreira SABO, são necessárias análises específicas para cada caso, bem como aprovação dos órgãos competentes.

1.3. Etapas do projeto de engenharia

Os procedimentos para o desenvolvimento dos projetos de engenharia das Barreiras SABO, com vistas à definição da modalidade da barreira a ser adotada, devem considerar a topografia do local de implantação, os condicionantes geológico-geotécnicos, a adequação ao objetivo da barreira, os requisitos de segurança e a eficiência econômica. Após a definição da modalidade da barreira, procede-se ao dimensionamento do corpo principal da estrutura, de sua fundação e do vertedouro. Na sequência, são dimensionados a calha de dissipação a jusante e os componentes acessórios. A Figura 2 apresenta o fluxograma de planejamento, projeto e execução de obras de Barreiras SABO destinadas à retenção e controle de fluxos de detritos.

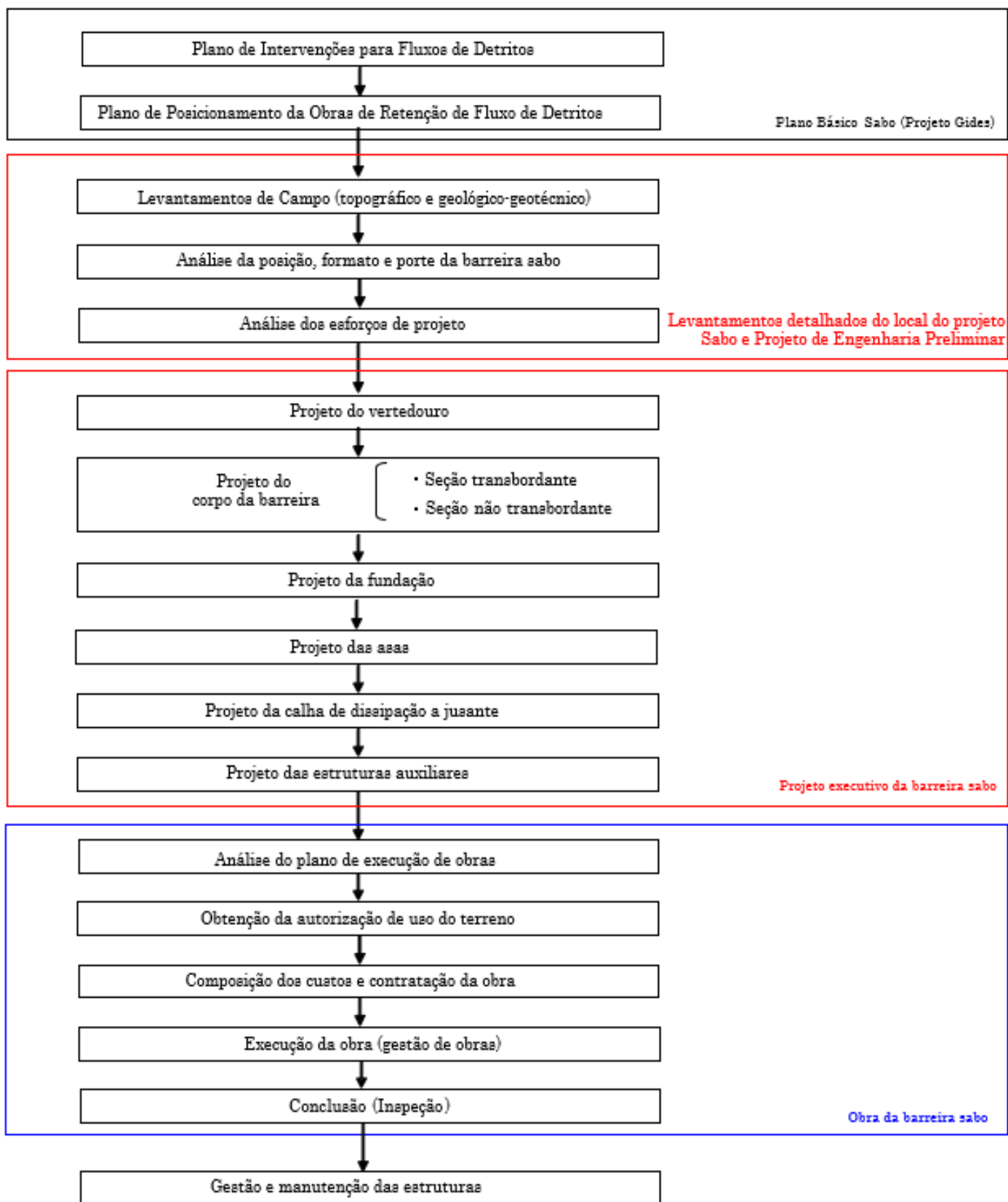


Figura 2 - Fluxograma de plano, projeto e execução de obras das barreiras.

Fonte: Elaborada pelo Projeto SABO

1.4. Diretrizes e Correlatas

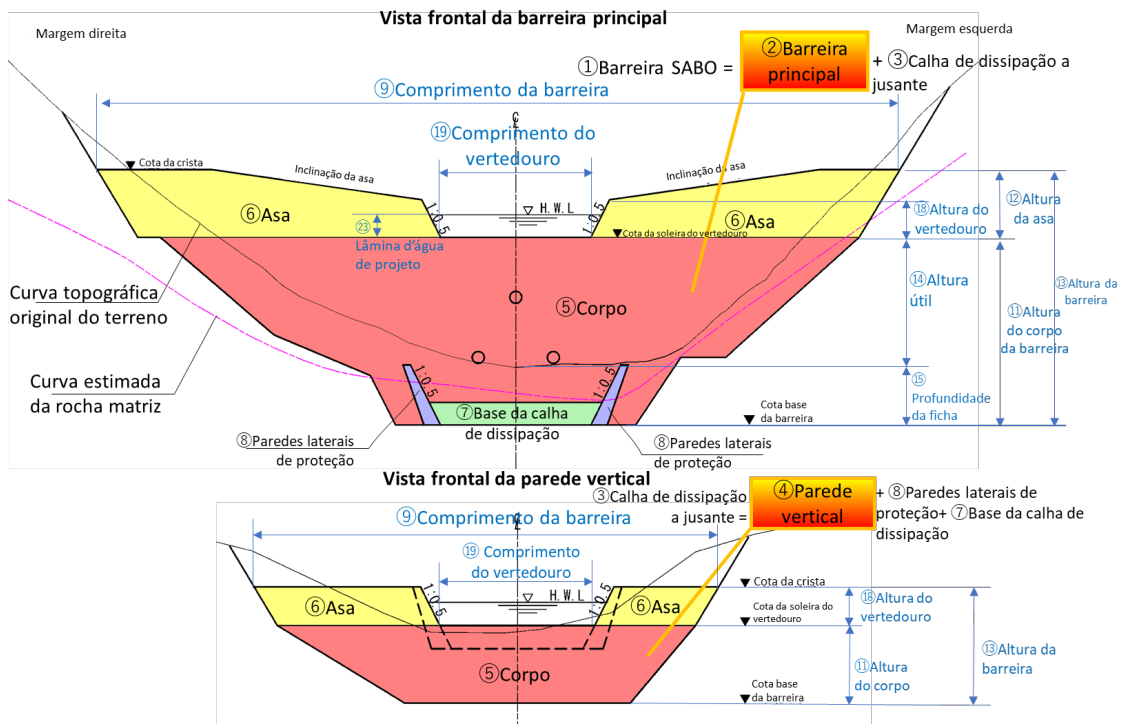
No que se refere aos itens omissos neste Manual, deverão ser observados os critérios estabelecidos nas fontes abaixo relacionadas.

- 1) Manual Técnico para Intervenções Estruturais para Fluxo de Detritos (Edição revisada em 2026), Ministério da Integração e do Desenvolvimento Regional - Secretaria Nacional de Proteção e Defesa Civil;
- 2) Manual Técnico de Encostas, Prefeitura do Rio de Janeiro;
- 3) Norma ABNT NBR 6118:2014 - Projeto de estruturas de concreto;
- 4) ABNT NBR 8800:2008 - Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios;
- 5) ABNT NBR 16239:2013 - Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edificações com perfis tubulares.

1.5. Glossário ilustrado

1.5.1 Barreira SABO Impermeável (sem piscina de absorção)

Figura 3 - Planta baixa da barreira impermeável



② A barreira principal também é chamada somente de barreira

Figura 4 - Vista frontal da barreira principal

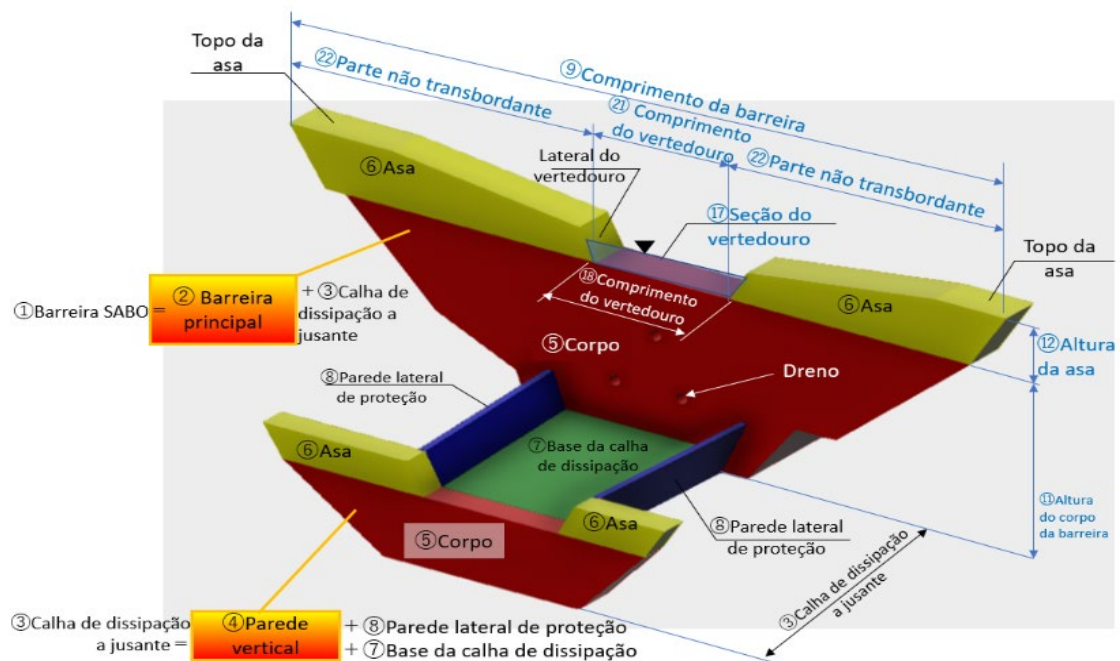


Figura 5 - Vista isométrica da barreira impermeável

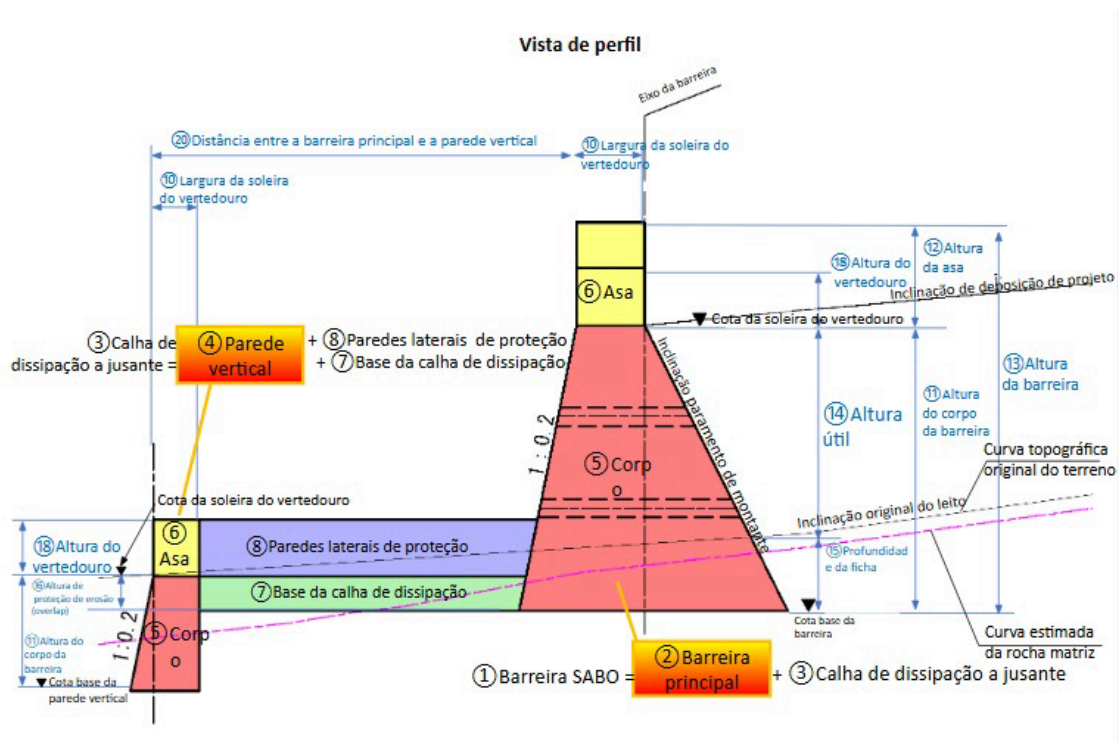


Figura 6 - Seção transversal da barreira impermeável

Fonte: Elaborado pelo Projeto SABO

1.5.2. Barreira SABO Impermeável (com piscina de absorção*)

Observação: *Piscinas de absorção são executadas para a atenuação da energia da água e dos sedimentos que transbordam pela barreira principal. Sua implantação é recomendada quando há mudança na direção do fluxo a jusante da barreira principal ou quando se pretende conter parte do material que transborda pelo vertedouro.

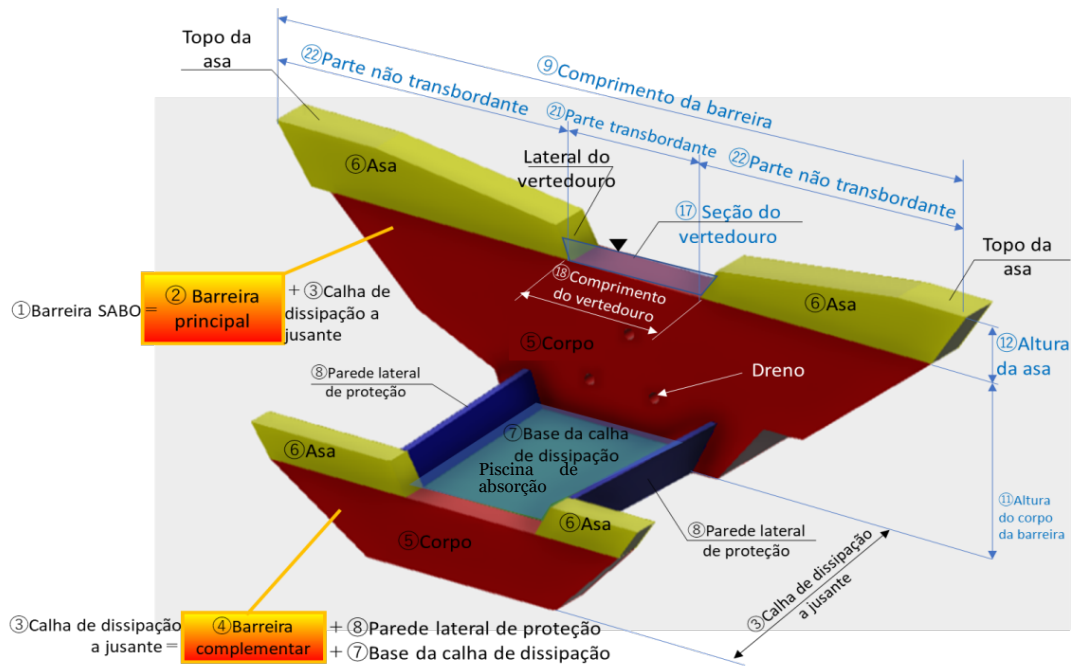


Figura 9 - Vista isométrica da barreira impermeável com piscina de absorção

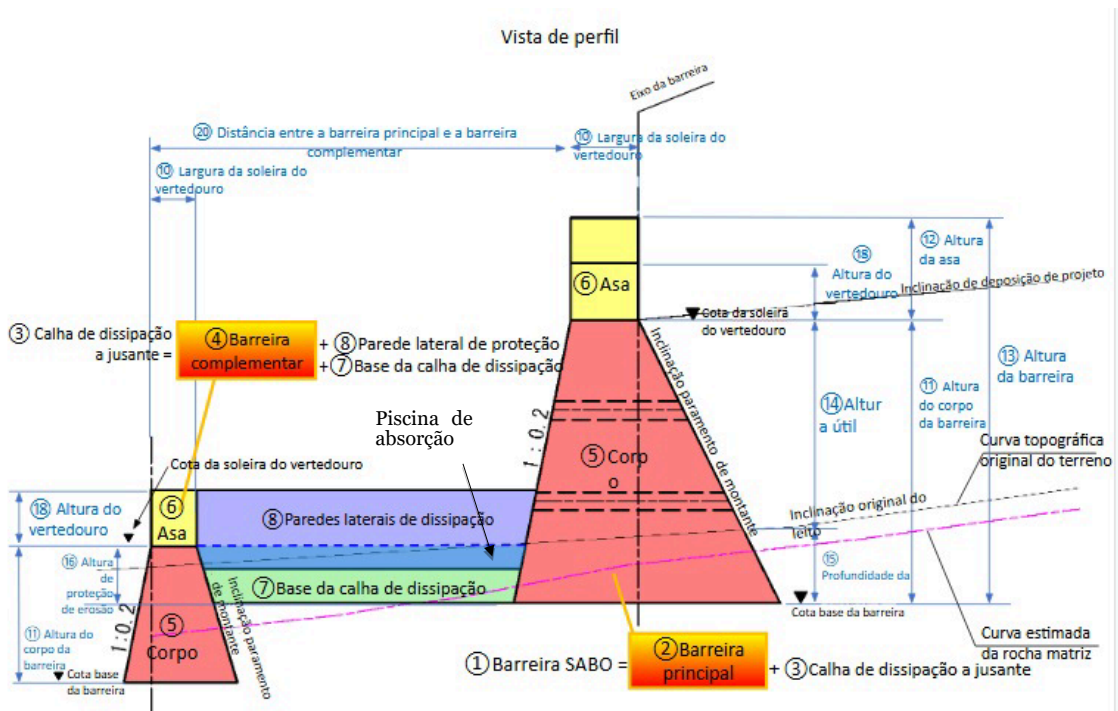


Figura 10 - Seção transversal da barreira impermeável com piscina de absorção

Fonte: Elaborado pelo Projeto SABO

1.5.3. Barreira SABO Permeável

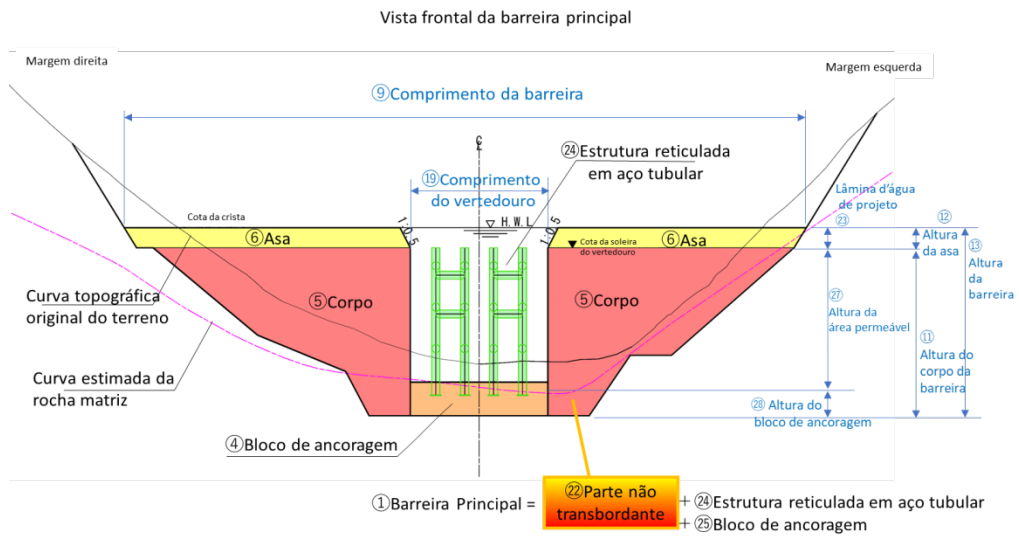


Figura 11 - Vista frontal da barreira principal

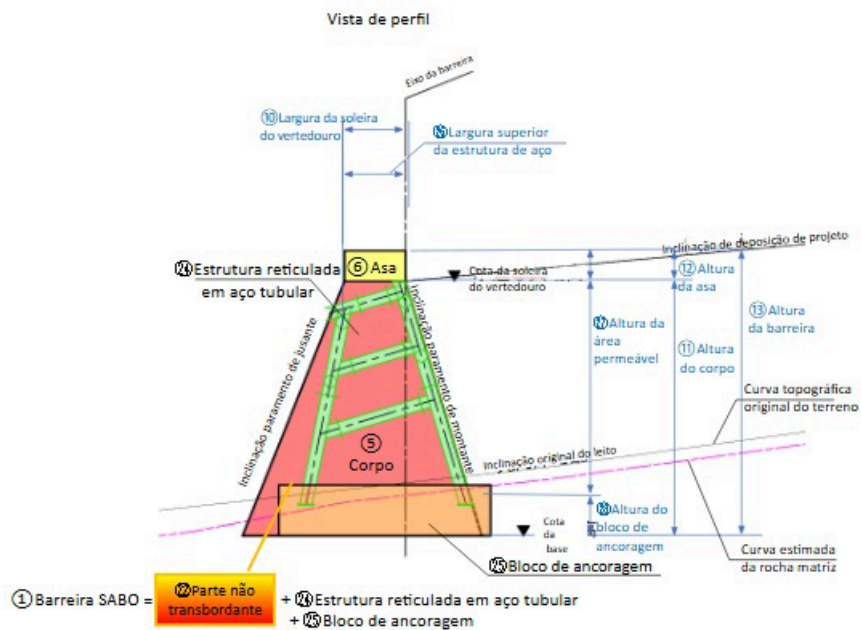


Figura 12 - Seção transversal da barreira permeável

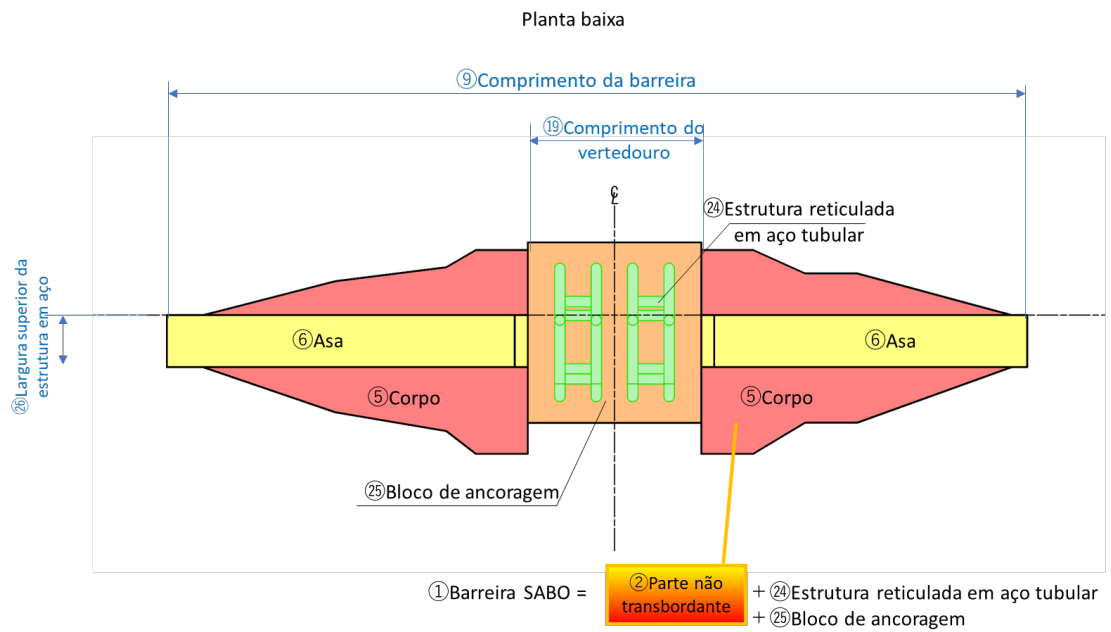


Figura 13 - Planta baixa da barreira

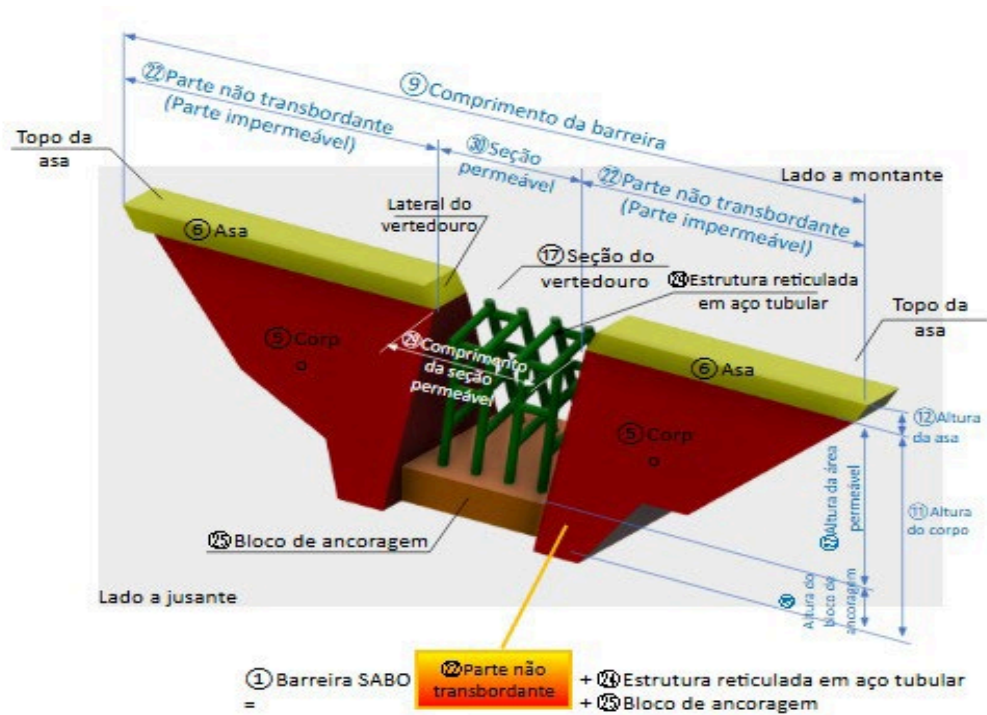


Figura 14 - Vista isométrica da barreira permeável

Fonte: Elaborado pelo Projeto SABO



1.6. Terminologia

Projeto SABO é o conjunto de soluções de engenharia voltado ao controle de desastres relacionados a sedimentos — principalmente fluxos de detritos, integrado ao planejamento da bacia hidrográfica.

No	Nome	Função e objetivo
	Barreira SABO	Estrutura destinada à retenção e ao controle de fluxos de detritos. Pode ser: a) Impermeável: composta pela barreira principal e pela calha de dissipação a jusante; ou b) Permeável: composta por parte não transbordante em concreto, estrutura reticulada em aço tubular e bloco de ancoragem.
	Barreira principal	Parte principal da barreira SABO, é uma estrutura transversal que retém total ou parcialmente o fluxo de detritos ou parte dele, atenuando sua progressão à jusante.
	Calha de dissipação a jusante	<p>Estrutura acessória destinada a prevenir a erosão a jusante da barreira principal causada pela água transbordante. Comumente é formada por barreira complementar, base da calha de dissipação e paredes laterais de proteção. Pode ser suprimida, total ou parcialmente, quando a erosão for naturalmente desprezível, como no caso de afloramento de rocha matriz.</p> <p>Quando a energia da água é elevada, pode ser necessária a implantação de múltiplos conjuntos dessas estruturas, a jusante, ao longo do talvegue.</p>
	Barreira complementar ou parede vertical	Parte da calha de dissipação a jusante. É uma estrutura transversal localizada a jusante da calha de dissipação, destinada a impedir erosão pontual.
	Corpo da barreira	Parte estrutural em forma de trapézio situada abaixo do vertedouro, utilizada como referência principal para o cálculo de estabilidade.
	Asa	Elemento superior do corpo da barreira que limita o trecho de escoamento, prevenindo erosão das margens.

	Base da calha de dissipação	Laje de concreto que protege o leito a jusante contra erosão provocada pela água transbordante. Pode ser suprimida quando os impactos forem desprezíveis.
	Parede lateral de proteção	Parede destinada à proteção das margens a jusante contra erosão causada pela água transbordante. Pode ser suprimida em caso de afloramento rochoso.
	Comprimento da barreira	Distância horizontal entre as extremidades das asas, de margem a margem.
	Largura da soleira do vertedouro	Dimensão montante–jusante da parte não transbordante do vertedouro.
	Altura do corpo da barreira	Diferença entre a cota da soleira do vertedouro e a cota da base da barreira, utilizada no cálculo de estabilidade.
	Altura da asa	Diferença vertical entre o topo do corpo da barreira e o topo da asa.
	Altura da barreira	Diferença entre a cota do topo do corpo e a cota da base da barreira.
	Altura útil	Altura do corpo da barreira excluída a profundidade da ficha, utilizada para avaliar a eficácia da retenção de detritos a montante.
	Profundidade da ficha	Parte enterrada da barreira, destinada a reduzir subpressões, prevenir erosão interna e garantir a estabilidade da fundação.
	Altura de proteção de erosão (overlap)	Diferença entre a cota da base da barreira principal e a cota do vertedouro da barreira complementar.
	Seção do vertedouro	Canal destinado ao escoamento da vazão de projeto, normalmente com seção trapezoidal invertida.
	Altura do vertedouro	Altura vertical da seção do vertedouro. Em barreiras permeáveis, corresponde à distância entre a soleira e a lâmina d'água de projeto.
	Comprimento do vertedouro	Dimensão horizontal do vertedouro, geralmente superior a 3 m e compatível com a largura do canal.

	Distância entre a barreira principal e a barreira complementar ou parede vertical	Distância entre a extremidade a jusante da barreira principal e a extremidade a jusante da barreira complementar.
	Parte transbordante	No caso da barreira impermeável, corresponde ao comprimento do vertedouro no nível de água de projeto.
	Parte não transbordante (área impermeável)	No caso da barreira impermeável, é a parte do corpo entre a lateral do vertedouro e a extremidade da crista (incluindo as asas).
		No caso da barreira permeável, é a parte do corpo que tem a asa, responsável pela retenção e dissipação de energia, normalmente construída em concreto.
	Altura da lâmina d'água de projeto	Altura da lâmina correspondente ao fluxo de detritos ou cheias com sólidos que transbordam pelo vertedouro, excluída a borda livre.
	Estrutura reticulada em aço tubular	Conjunto de tubos de aço, disposto na parte aberta da barreira permeável, de forma a permitir a passagem de água e sólidos finos, retendo blocos, cascalhos e troncos.
	Bloco de ancoragem para a estrutura de aço	Bloco de concreto responsável por transmitir à fundação os esforços provenientes da estrutura reticulada em aço, garantindo a estabilidade global de barreiras permeáveis.
	Largura superior da estrutura de aço	Dimensão montante–jusante da estrutura reticulada em aço, medida na soleira do vertedouro.
	Altura da seção permeável	Altura entre a soleira do vertedouro e a base do corpo da barreira, excluída a espessura do bloco de ancoragem. É altura de referência para avaliar a eficácia da barreira e sua capacidade de retenção de sedimentos.
	Altura do bloco de ancoragem	Altura do bloco enterrado, necessário para resistir aos esforços externos previstos em projeto.
	Comprimento da seção permeável	Comprimento do vão destinado à passagem de água através da barreira permeável.

	Seção permeável	Vão equipado com estrutura reticulada em aço, destinado à separação de material grosso do fluxo de detritos, permitindo a passagem de água e sólidos finos.
--	-----------------	---

The page features a vibrant blue background with a decorative border on the left and right sides. The border consists of a vertical sequence of triangles in green, red, and yellow, pointing towards the center. The text is centered in the upper half of the page.

**DESCRIÇÃO GERAL DAS OBRAS
DE RETENÇÃO DE FLUXOS DE
DETRITOS: BARREIRAS SABO**

Sumário

2. DESCRIÇÃO GERAL DAS OBRAS DE RETENÇÃO DE FLUXOS DE DETRITOS: BARREIRAS SABO.....	25
2.1. Funções das Barreiras SABO	25
2.2. Modalidades de Barreiras SABO	27
2.2.1. Barreira SABO Impermeável	27
2.2.2. Barreira SABO Permeável (com estrutura de aço tubular)	28
2.3. Tamanho e localização das Barreiras SABO	30
2.3.1. Diferença entre a altura da barreira e a altura útil.....	31
2.3.2. Definição do eixo da Barreira SABO	32
2.4. Função de retenção dos sedimentos de Barreiras SABO	32
2.4.1. Barreira SABO Impermeável	32
2.4.2. Barreira SABO Permeável	35
2.4.2.1. Eixo da Barreira SABO Permeável	38

Lista de Tabelas

Tabela 1 - Função de estabilização do leito da barreira impermeável.....	34
--	----

Lista de Figuras

Figura 1 – Funções e tipologia de obras de engenharia para controle de fluxo de detritos.....	25
Figura 2 – Barreira impermeável (Concreto)	27
Figura 3 – Barreira reticulada em aço	29
Figura 4 – Definição da linha de centro do escoamento.....	31
Figura 5 – Diferença entre Altura da barreira (H) e Altura útil (H1).....	31
Figura 6 – Função de retenção de sólidos da barreira impermeável.....	33
Figura 7 – Função de retenção do material da barreira permeável	35
Figura 8 – Barreira permeável para retenção de fluxo de detritos	35
Figura 09 – Bloqueio Primário e Bloqueio Secundário.....	36
Figura 10 – Topo da estrutura reticulada em aço.....	37
Figura 11 – Seções da barreira permeável.....	38



2. DESCRIÇÃO GERAL DAS OBRAS DE RETENÇÃO DE FLUXOS DE DETRITOS: BARREIRAS SABO

2.1. Funções das Barreiras SABO

A solução de engenharia associada à Barreira SABO deve ser compatível com as condições esperadas de ocorrência de fluxos de detritos (FD) no vale selecionado para a implantação da obra. A Figura 1 apresenta as principais funções e tipologias das obras SABO, as quais variam conforme o setor de desenvolvimento do fluxo, determinado pela inclinação do leito do canal no local de implantação. Em função das características do fundo de vale, os fluxos podem ser segmentados nos seguintes trechos: início do fluxo; escoamento e deposição; e trecho predominantemente deposicional (ver Figura 1 do Capítulo 1).

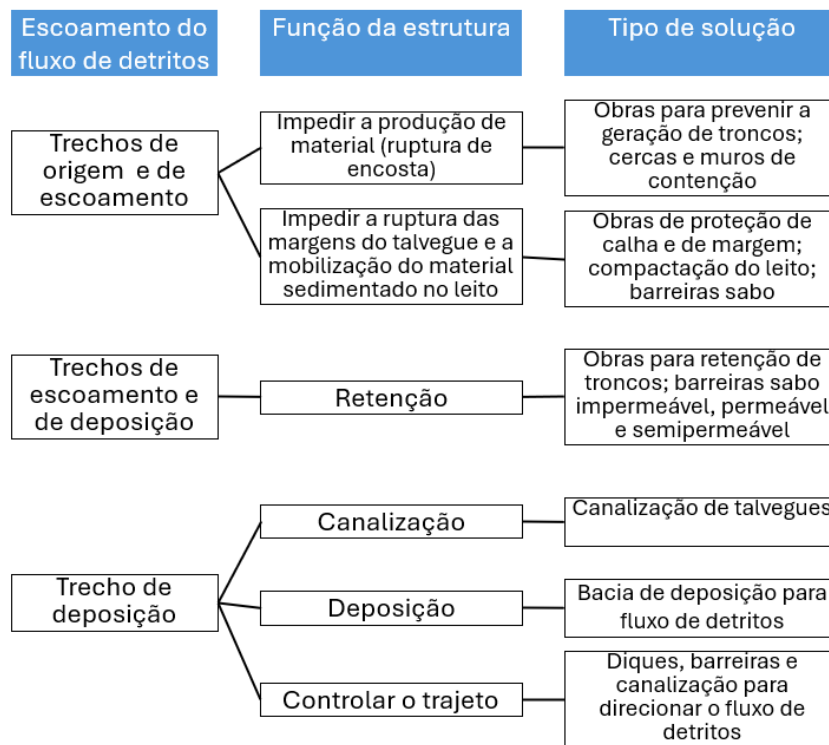


Figura 1 - Funções e tipologia de obras de engenharia para controle de fluxo de detritos

Fonte: Elaborada pelo Projeto SABO

As barreiras têm por objetivo a intervenção estrutural sobre o fluxo de detritos, visando a retenção ou mitigação desses movimentos. Entende-se por retenção a condição em que a Barreira SABO possibilita o acúmulo da totalidade dos sedimentos a montante da estrutura. Por sua vez, considera-se mitigação quando a Barreira SABO atua principalmente na redução da energia do fluxo, permitindo a retenção apenas parcial dos sedimentos.

Quando o objetivo é a retenção, pode-se considerar a implementação de uma a três barreiras por canal fluvial. Conforme o número de barreiras, define-se o porte das obras. Cada uma delas deve ser capaz de reter, no mínimo, 30% do volume de detritos estimado para a bacia hidrográfica em pauta, garantindo a retenção total do material estimado em projeto.

No projeto de barreiras destinadas à mitigação de fluxo de detritos, são, em geral, consideradas intervenções que promovam a redução da energia do fluxo, favorecendo sua deposição. Para a mitigação da energia do fluxo de detritos, com vistas à sua condução ao estágio de deposição, devem ser adotadas medidas que atenuem a inclinação do leito e ampliem a sua largura. Para esse fim, recomenda-se que sejam atendidas as seguintes condições:

- i) inclinação do leito do canal do trecho de deposição ($I_{\text{deposição}}$) menor do que 2 graus;
- ii) razão entre a inclinação do leito do canal do trecho de deposição ($I_{\text{deposição}}$) com a inclinação do canal à montante (I_{montante}) menor do que 0,5; ou seja: $I_{\text{deposição}}(\%) / I_{\text{montante}}(\%) \leq 1/2$;
- iii) largura do trecho de deposição do canal ($B_{\text{deposição}}$) deve aumentar em mais de três vezes a largura do canal à montante (B_{montante}).

2.2. Modalidades de Barreiras SABO

As modalidades de barreiras devem ser definidas considerando o tipo de fluxo de detritos esperado, a frequência prevista para sua ocorrência, a expectativa de volume de sólidos gerado e suas características granulométricas. A barreira deve atender tanto aos aspectos econômicos quanto aos de segurança, exercendo suas funções com eficácia.

Na análise de alternativas, deve-se buscar soluções que atendam aos objetivos propostos, considerando os aspectos naturais (topografia, geologia, características fluviais, meio ambiente natural etc.) e particulares do local previsto para a implantação das barreiras (relação com as ocupações a serem protegidas, possibilidade ou não de autorização de uso do terreno, possibilidade ou não de transporte de material, critérios para a execução da obra).

2.2.1. Barreira SABO Impermeável

A barreira impermeável de concreto é uma das modalidades comumente adotadas. Por ser executada em concreto, conta com ampla experiência acumulada em projeto e execução dessas estruturas, o que facilita sua implantação. Este tipo de barreira apresenta as características descritas a seguir.

A estrutura pode reter materiais sólidos independentemente da sua granulometria. No entanto, faz-se necessário realizar periodicamente a remoção do material acumulado para se garantir o volume de deposição de projeto para grandes fluxos de detritos, uma vez que a estrutura também retém material carreado durante períodos de normalidade. Em locais onde o fenômeno é

recorrente, também se faz necessária a remoção do material acumulado após a sua ocorrência.

Nos projetos de barreiras, não deve ser admitida a mobilização de tensões de tração na base da estrutura. A resultante das forças atuantes deve situar-se dentro do terço central da seção. Para o atendimento dessa condição, deve-se adotar uma seção com geometria trapezoidal, o que também possibilita a execução da barreira em concreto não armado (concreto massa). A Figura 2 apresenta um exemplo de barreira impermeável de concreto.



Figura 2 - Barreira impermeável (Concreto)


Fonte: Panfleto sobre Empreendimentos SABO nas Montanhas Oeste de Hiroshima

2.2.2. Barreira SABO Permeável (com estrutura de aço tubular)

A barreira permeável consiste em uma estrutura reticulada em aço tubular na porção transbordante e em concreto massa na porção não transbordante. Essas estruturas são comumente empregadas em canais nos quais se prevê que a granulometria do material constituinte do fluxo de detritos seja predominantemente composta por blocos de grandes diâmetros.

As barreiras permeáveis apresentam as características abaixo descritas:

- Enquanto não ocorre o fluxo de detritos, a estrutura permite a livre passagem do material fino, mantendo o espaço a montante desobstruído para a posterior retenção de detritos. Essa característica permite que o escoamento em condições normais ocorra sem alteração significativa do regime hidráulico do canal,



mantendo o transporte natural de sedimentos finos. Ressalte-se que, em bacias hidrográficas com áreas degradadas, nas quais há carreamento frequente de material fino em decorrência de cheias de pequena ou média magnitude ou de processos erosivos em geral, a adoção desse tipo de estrutura assegura que não ocorra retenção significativa do material transportado, dispensando a necessidade de remoções periódicas. A passagem livre da água e dos sedimentos contribui para a manutenção das condições naturais do leito a montante e para a preservação do ecossistema. Adicionalmente, esse tipo de projeto possibilita a retenção simultânea de troncos e outros elementos lenhosos carregados, que frequentemente se misturam ao fluxo de detritos.

- A configuração da parte permeável — caracterizada pelo espaçamento entre os elementos constituídos por tubos de aço— assegura a retenção de material grosseiro. Este espaçamento deve ser definido em função da granulometria do material sólido previsto de ser carregado em cada talvegue, de modo a garantir a eficiência da retenção sem comprometer a permeabilidade da estrutura.
- O aço é um material resistente e tenaz, e os tubos podem ter seções relativamente reduzidas. Mesmo que uma parte das peças de tubos de aço sofram danos parciais ou deformações, elas são dimensionadas para evitar o colapso da estrutura como um todo, mantendo sua função. Caso a ruptura ocorra, a substituição das partes é relativamente simples.
- As peças em aço são produzidas em fábrica, permitindo características e medidas padronizadas, o que torna o controle de qualidade mais fácil. Ainda, é possível transportar as peças divididas em lotes e realizar a montagem facilmente no local, proporcionando um bom desempenho construtivo.
- Executa-se tratamento anticorrosão por meio de pintura anticorrosiva ou utiliza-se o aço resistente à corrosão.
- Além de realizar a análise de estabilidade externa, da mesma forma como é feito na barreira impermeável, as barreiras permeáveis requerem a avaliação da segurança interna da estrutura reticulada e de impacto dos matacões ou blocos de rocha.

A Figura 3 ilustra um exemplo de Barreira SABO reticulada em aço.



Figura 1 - Barreira reticulada em aço

Fonte: Exemplo de Barreira SABO reticulada em aço (Modelo Fendas de Aço Tipo B da Nittetsu Kenzai S. A.)

2.3. Tamanho e localização das Barreiras SABO

O porte e a localização das estruturas de retenção de fluxos de detritos devem ser definidos de acordo com as orientações do Plano de Posicionamento de Instalações, que consta do Manual Técnico para Intervenções Estruturais para Fluxo de Detritos (Edição revisada em 2026). O projeto destas barreiras deve considerar as condições locais e o volume de material a ser carreado.

Ressalta-se, contudo, que, em função das especificidades de cada caso, pode ser necessária a revisão do porte e da localização das instalações inicialmente estabelecidas com base nestas orientações.

Em geral, as alturas das barreiras são inferiores a 15 metros, sendo esse tipo de estrutura abordado neste manual. Para barreiras com alturas superiores a este limite, torna-se necessária a adaptação das orientações prescritas, devendo-se, adicionalmente, considerar recomendações específicas e a avaliação de especialistas com experiência comprovada nessa temática.

No posicionamento do eixo do corpo da barreira principal e da calha de dissipação, deve-se atentar para a direção do curso do canal, tanto a montante quanto a jusante. É desejável que a barreira seja instalada em um trecho retilíneo do canal. No entanto, quando for inevitável posicioná-la em uma parte curva, é recomendável que se execute uma calha de dissipação a jusante, com a barreira complementar. O ponto central do vertedouro deve ser locado na linha central do

curso estimado para o fluxo de detritos. Neste ponto, o eixo longitudinal da barreira deve ser disposto perpendicularmente ao eixo central do canal a jusante, de modo a assegurar o adequado direcionamento e controle do escoamento.

Com base nas seções topográficas longitudinais a montante e a jusante da estrutura, bem como na localização do vertedouro, deve-se estimar a linha central do escoamento do fluxo de detritos (ver a Figura 4) e, a partir dela, definir a linha central do curso do canal. O fluxo de detritos é um fenômeno de movimento de massa de caráter predominantemente linear. A linha central do canal deve ser definida de forma a conduzir o escoamento preferencialmente ao longo de seu eixo, assegurando condições adequadas de direcionamento e estabilidade do fluxo.

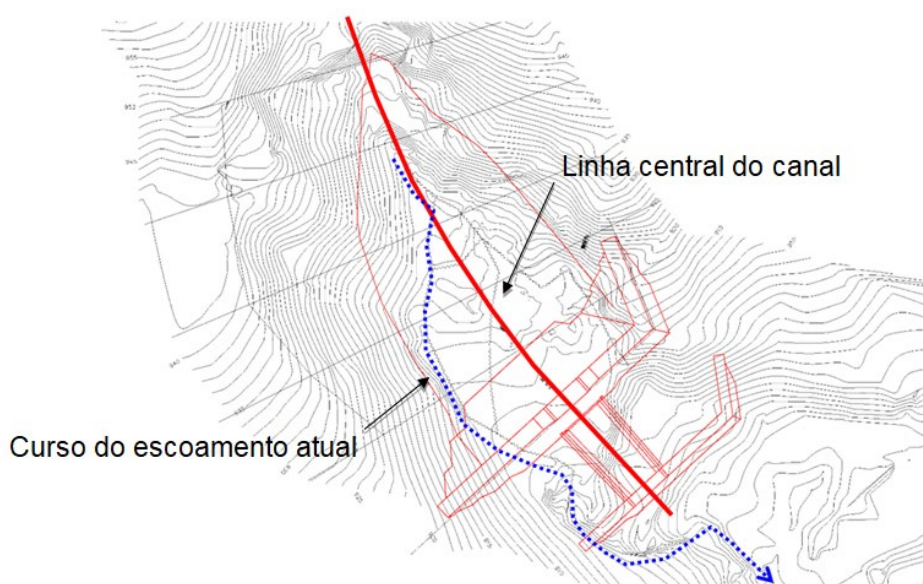


Figura 4 - Definição da linha de centro do escoamento

Fonte: Elaborada pelo Projeto SABO

2.3.1. Diferença entre a altura da barreira e a altura útil

Reportando-se à Figura 5, no projeto da barreira, deve-se atentar para dois conceitos importantes, já apresentados no Cap. 1. São eles:

- Altura da barreira (H): diferença de cotas entre a soleira do vertedouro e a fundação da barreira, sendo utilizada nas análises de estabilidade, entre outras aplicações.

- Altura útil (H_1): corresponde à altura do corpo da barreira, excluída a profundidade da ficha, sendo utilizada em cálculos como o do volume útil, de retenção de sedimentos, entre outros.

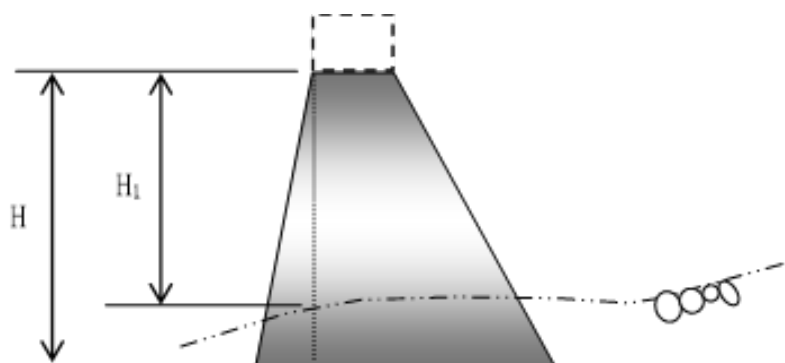


Figura 5 - Diferença entre Altura da barreira (H) e Altura útil (H_1)

2.3.2. Definição do eixo da Barreira SABO

Para fins deste manual, a definição do eixo da Barreira SABO é única e independe da modalidade da estrutura, seja ela permeável ou impermeável. O eixo da Barreira SABO corresponde à linha transversal ao talvegue, definida imediatamente a montante do vertedouro e perpendicular à linha central do escoamento. Este eixo constitui a referência geométrica, hidráulica e volumétrica do projeto, sendo utilizado para o posicionamento da estrutura, o dimensionamento do corpo da barreira e o cálculo do volume de retenção de detritos.

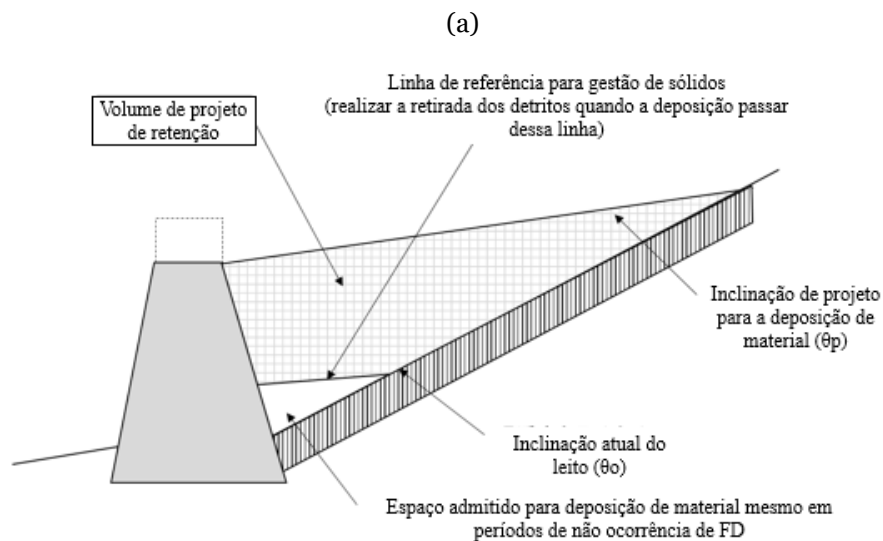
2.4. Função de retenção dos sedimentos de Barreiras SABO

2.4.1. Barreira SABO Impermeável

As barreiras impermeáveis são construídas em concreto. Nesta modalidade, o curso d'água é totalmente obstruído, sendo possível diminuir a energia do fluxo e promover a deposição do material sólido de diversas granulometrias. Isso permite atenuar ou reter com segurança os fluxos de detritos que ocorram, especialmente, em bacias que tenham grande quantidade de solo, ou em canais onde os blocos de rocha apresentam grandes diâmetros.

As Barreiras SABO impermeáveis podem ter as funções: a) de retenção do fluxo de detritos e ou; b) de estabilização do leito do talvegue.

- a) No primeiro caso, o plano de projeto estabelece a retirada periódica de material retido. Nos períodos de normalidade o volume disponível vai sendo paulatinamente reduzido pela deposição de material fino, mesmo sem a ocorrência de fluxo de detrito. Assim, a fim de garantir o volume de projeto destinado à retenção, é necessária a remoção mecânica dos detritos acumulados (Figura 6a). Outra função complementar e importante deste tipo de solução é a estabilização do leito do canal, minimizando sua erosão pelo fluxo de detritos. Na Figura 6b, destaca-se, por meio de hachuras, o volume que poderia ser erodido caso a barreira não fosse implantada (*1). Esse volume deve ser considerado no cálculo do volume a ser retido pela barreira. Sua determinação é realizada a partir da análise do material mobilizável ao longo do talvegue correspondente ao trecho assinalado. O procedimento de cálculo desse volume é apresentado no Capítulo 3 (Item 3.5.3).



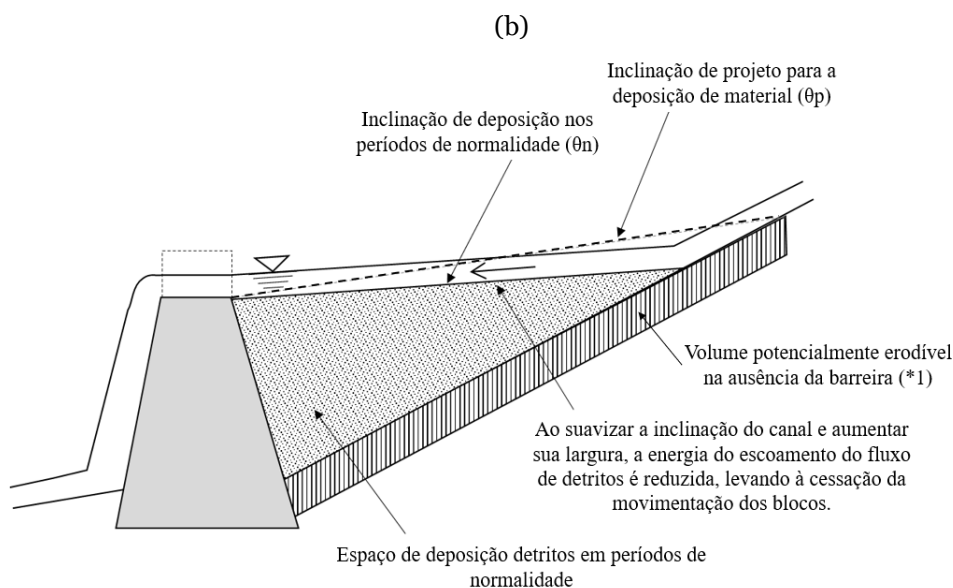


Figura 6 - Função de retenção de sólidos da barreira impermeável: a) Retenção do fluxo de detritos; (b) estabilização do leito

Fonte: Elaborada pelo Projeto SABO

- b) No segundo caso, as barreiras não têm por objetivo a retenção do fluxo de detritos. Como ilustram os desenhos esquemáticos da Tabela 1, nelas não é realizada a remoção dos sólidos. Contudo, o próprio bolsão de deposição promove a suavização da inclinação do leito do canal, resultando na redução da energia de escoamento do fluxo de detritos. Além disso, o material acumulado no bolsão de deposição pode contribuir para a estabilização do sopé de encostas adjacentes ao talvegue.

	Antes da instalação	Depois da instalação
Perfil longitudinal ao canal	<p>O leito do canal sofre erosão com o escoamento do fluxo de detritos e a energia da vazão aumenta.</p>	<p>Inclinação de projeto para a deposição de material (θ_p) Inclinação de deposição nos períodos de normalidade (θ_n) Volume erodível Ao suavizar a inclinação do canal e aumentar sua largura, a energia do escoamento do fluxo de detritos é reduzida, levando à cessação do movimento dos blocos. Espaço de deposição de detritos em períodos de normalidade</p>
Perfil transversal ao canal	<p>Em momentos de fluxo de detritos, o sopé da encosta em colapso sofre erosão e a ruptura pode se expandir.</p>	<p>O sopé da encosta em colapso será estabilizado pela área de deposição e a expansão da ruptura será evitada. A erosão do leito do canal será contida pela deposição do material.</p>

Tabela 1 - Funcionalidades da Barreira SABO impermeável sem remoção de detritos

Fonte: Elaborada pelo Projeto SABO

2.4.2. Barreira SABO Permeável

As barreiras permeáveis têm a função de reter blocos de rocha e outros detritos carregados durante cheias e fluxos de detritos, possuindo uma abertura central em seu corpo que garante a continuidade do talvegue. Reportando-se às Figuras 8 e 9, a parte permeável é constituída por tubos de aço dispostos de forma a criar vãos, permitindo o escoamento da água e material fino, e evitando o alagamento a montante da barreira. O espaçamento entre esses tubos deve ser definido de modo a possibilitar a retenção do conjunto de blocos de rocha da cabeça do fluxo de detritos ou, ao menos, a atenuação de sua energia.

Para assegurar a não ocorrência de alagamento a montante, a área permeável é dimensionada de forma suficientemente ampla. Quando o fluxo de detritos atinge a barreira, os vãos entre os tubos de aço são progressivamente obstruídos, por arqueamento entre os blocos e os elementos metálicos (Figura 9). Essa retenção inicial de blocos é definida como bloqueio primário, admitindo-se que esse mecanismo obstrua aproximadamente 70% da área disponível entre os tubos. Esse mecanismo de retenção é repetido continuamente, como bloqueio secundário, terciário, quaternário etc., para os quais se admite a mesma relação de 70%, até que a parte permeável seja totalmente obstruída. Entretanto, o material não retido pelo efeito de arco é carregado, além do livre escoamento da água.

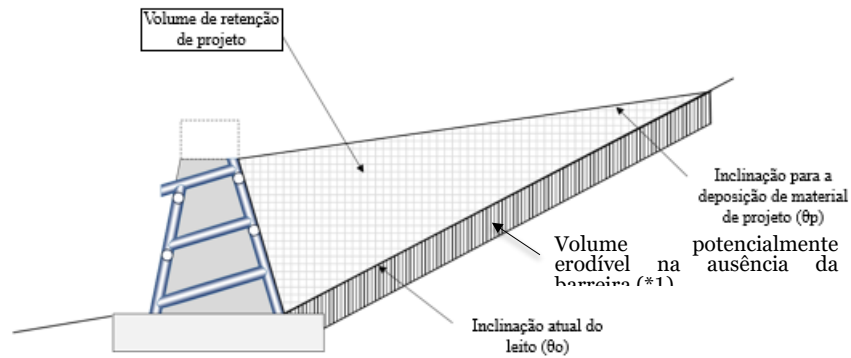


Figura 7 - Função de retenção do material da barreira permeável

Fonte: Elaborada pelo Projeto SABO

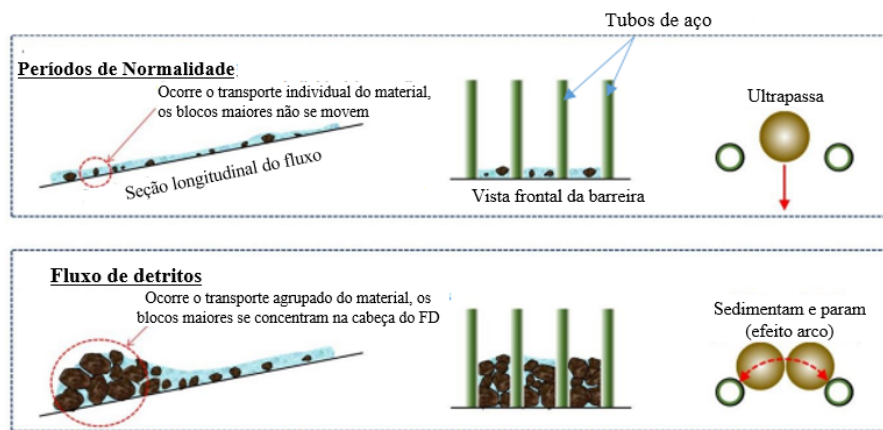


Figura 8 - Barreira permeável para retenção de fluxo de detritos

Fonte: SABO & LANDSLIDE TECHNICAL CENTER (2021): New Edition, Design Handbook for Steel SABO Structures, Steel SABO Structures Committee

Definindo γ como a taxa de obstrução e A a área entre tubos durante o processo de obstrução, tem-se, sucessivamente:

- A_0 : Área entre tubos
- A_{1st} : Área da projeção dos blocos no plano vertical (contribui para o bloqueio primário), com $\gamma_{1st} = A_{1st}/A_0 = 0,7$
- A_{2nd} : Área da projeção dos blocos no plano vertical (contribui para os bloqueios primário e secundário), com $\gamma_{2nd} = A_{2nd}/A_0 = 0,7 + (1 - 0,7) \times 0,7 = 0,91$

- A_{3rd} : Área da projeção dos blocos no plano vertical (contribui para os bloqueios primário, secundário e terciário), com $\gamma_{3rd} = A_{3rd}/A_0 = 0,91 + (1 - 0,91) \times 0,7 = 0,97$
- A_{4th} : Área da projeção dos blocos no plano vertical (contribui para os bloqueios primário secundário, terciário e quaternário), com $\gamma_{4th} = A_{4th}/A_0 = 0,97 + (1 - 0,97) \times 0,7 = 0,99$

Procedimentos para avaliação da capacidade de retenção de uma barreira permeável a partir da curva granulométrica dos sedimentos passíveis de carreamento são fornecidos no Capítulo 3.

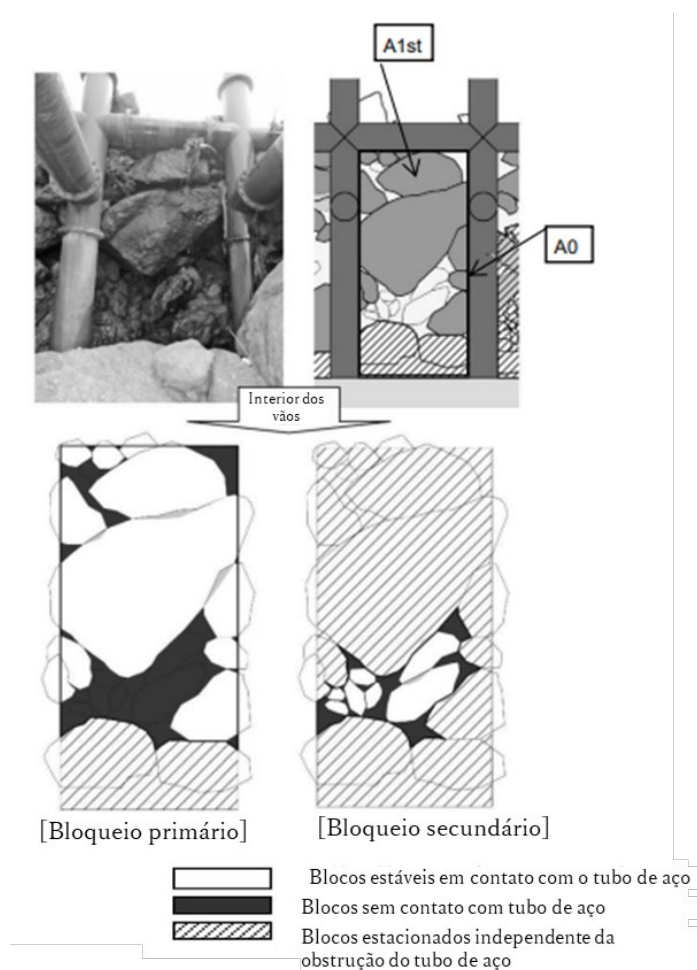


Figura 09 - Bloqueio Primário e Bloqueio Secundário

Fonte: SABO & LANDSLIDE TECHNICAL CENTER (2021): New Edition, Design Handbook for Steel SABO Structures, Steel SABO Structures Committee

2.4.2.1. Eixo da Barreira SABO Permeável

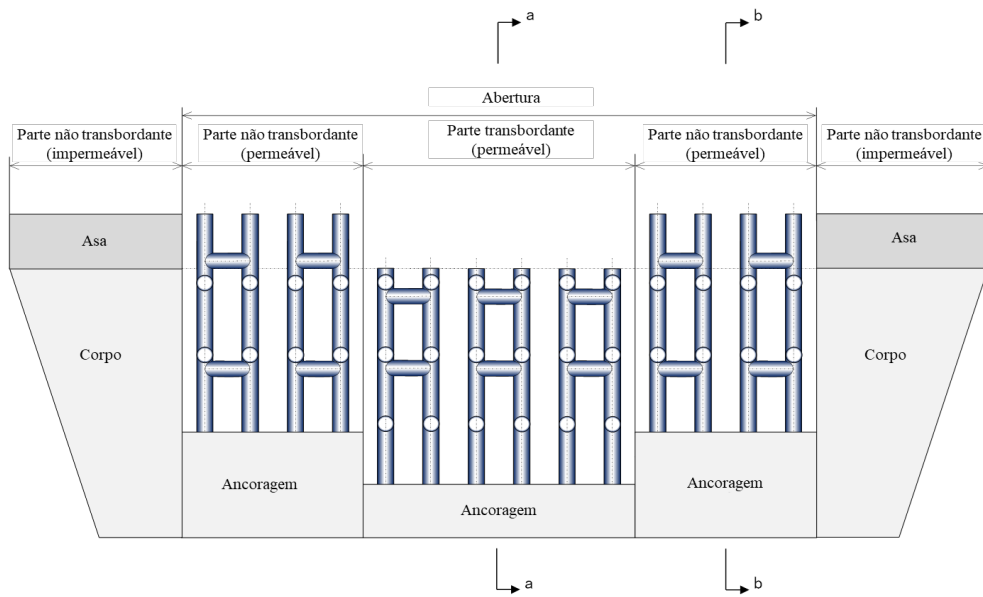
Nas Barreiras SABO permeáveis, deve-se evitar as curvas dos talvegues, realizando a instalação em trechos retilíneos, como foi mencionado acima, no contexto da Figura 4. Ou seja, definir o eixo da barreira ortogonalmente à direção do fluxo de detritos, a fim de que a parte permeável retenha o fluxo de detritos.

Na barreira permeável, a parte permeável constituída por estrutura reticulada de tubos de aço, tem formato diferente da parte impermeável em concreto, como ilustram as Figuras 11 e 12. O topo das partes não transbordantes da estrutura reticulada em aço (parte permeável) e do corpo em concreto (impermeável) devem ser iguais e orientados na direção do eixo da barreira (Figura 11b). Este eixo referencia o cálculo do volume de retenção de projeto.

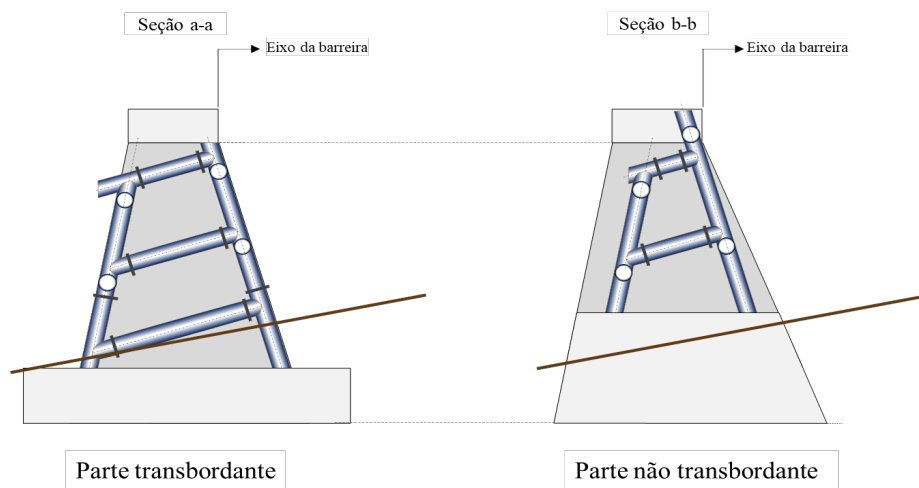


Figura 10 - Topo da estrutura reticulada em aço

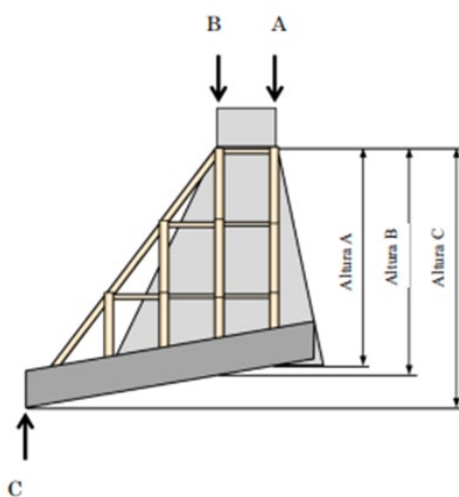
Fonte: SABO & LANDSLIDE TECHNICAL CENTER (2021): New Edition, Design Handbook for Steel SABO Structures, Steel SABO Structures Committee



(a)



(b)



(c)

Figura 11 - Seções da barreira permeável

Fonte: Elaborada pelo Projeto SABO



The page features a vibrant blue background with a decorative border on the left and right sides. The border consists of a vertical sequence of triangles in red, yellow, and green, pointing towards the center. The text is centered in the upper half of the page.

**Projeto para Intervenções
de Controle de Fluxo de Detritos**

Sumário

3. Projeto para Intervenções de Controle de Fluxo de Detritos	47
3.1. Objetivos do projeto de contenção por meio de Barreiras SABO	47
3.2. Processo de Implementação do Projeto SABO	47
3.3. Itens Básicos do Projeto SABO	50
3.3.1. Áreas a serem protegidas	51
3.3.2. Dimensão e restrições de aplicação do plano	52
3.3.3. Pontos de referência e classificação das zonas de fluxo de detritos	53
3.4. Levantamento de campo para a elaboração do projeto	55
3.4.1. Medições topográficas	55
3.4.2. Abrangência do levantamento da bacia	55
3.4.2.1. Levantamentos do entorno das instalações	56
3.4.3. Levantamento geológico-geotécnico	56
3.4.3.1. Furos de Sondagem	57
3.4.3.2. Classificação dos Solos e das Rochas	58
3.5. Levantamento da granulometria do depósito de matacões	61
3.5.1. Utilização do diâmetro dos blocos no projeto de barreira permeável	63
3.5.2. Estimativa do Volume de Detritos	64
3.5.3. Volume potencial de sedimentos a ser gerado na bacia hidrográfica ($V_{dy 1}$)	67
3.5.3.1. Volume potencial de sedimentos acumulados no canal ou talvegue ($V_{dy 11}$)	68

3.5.3.2. Volume de sedimentos advindo de rupturas de encostas (V_{dy}	
12)	70
3.5.3.3. Volume de sedimento passível de ser transportado em um evento de chuva com um dado tempo de retorno (V_{dy2})	75
3.5.3.4. Precipitação máxima diária para o período de retorno adotado (P_p)	76
3.5.3.5. Taxa de correção do escoamento em relação a área da bacia (K_{r2})	77
3.6. Volume de Troncos	78
3.6.1. Caracterização das condições de vegetação arbustiva e árvores na bacia.....	79
3.6.1.1. Levantamentos de dados das árvores/arbustos	80
3.6.1.2. Estimativa do volume de troncos	80
3.6.1.3. Volume de troncos a ser considerado no projeto	82
3.7. Plano de posicionamento definitivo da Barreira SABO	83
3.7.1. Considerações gerais sobre o plano de posicionamento definitivo	83
3.7.2. Análise do posicionamento	84
3.7.3. Análise da direção do fluxo em relação ao corpo da Barreira SABO	87
3.7.4. Análise das modalidades das barreiras	88
3.7.5. Análise das dimensões da barreira.....	89
3.7.6. Cálculo do volume útil da instalação.....	90
3.8. Remoção dos detritos	90
3.8.1. Aspectos Gerais	90
3.8. 2. Plano de remoção de detritos	91
3.8.2.1. Remoção emergencial de detritos	91
3.8.2.2. Remoção periódica de detritos	91

3.8.2.3. Remoção de detritos da Barreira Permeável	92
3.9. Cálculo das vazões de projeto e do volume de detritos	93
3.9.1. Vazão de projeto.....	93
3.9.1.1. Vazões utilizadas	93
3.9.1.2. Método de cálculo da vazão de projeto	94
3.9.2.1. Vazão da água (Q_p)	94
3.9.2.2. Cálculo da vazão que considera o solo carregado pela água (Q)	98
3.10. Volume total do fluxo de detritos	99
3.11. Métodos de cálculo da vazão de pico do fluxo de detritos ...	100
3.11.1. Primeira formulação.....	101
3.11.2. Segunda formulação.....	102
3.11.3. Terceira Formulação.....	103
3.12. Método de cálculo de vazão de pico do fluxo de detritos baseado no volume de precipitação	104

Lista de Tabelas

Tabela 1 - Classificação de rochas relacionada a este manual.....	58
Tabela 2 - Fatores para a identificação da classe da rocha deste manual	Erro! Indicador não definido.
Tabela 3 - Subclasses da classificação das rochas.....	Erro! Indicador não definido.
Tabela 4 - Classificação de rochas conforme testemunhos de sondagem	Erro! Indicador não definido.
Tabela 5 - Origem e causas de movimentação de árvores, arbustos e troncos	78
Tabela 6 - Considerações sobre o posicionamento da barreira	85
Tabela 7 - Indicação da modalidade de barreira	88
Tabela 8 - Coeficientes de escoamento (C).....	Erro! Indicador não definido.

Tabela 9 - Valores típicos do tempo de influxo até o talvegue (ti).....**Erro!**
Indicador não definido.

Tabela 10 - Valores de velocidade (U) ...**Erro! Indicador não definido.**

Lista de Figuras

Figura 1 - Fluxograma para elaboração do projeto de retenção do fluxo de detritos.....	48
Figura 2 - Dispersão entre os dados de volume de sedimentos movimentados em fluxos de detritos versus a área da bacia hidrográfica.....	49
Figura 3 - Locais mais suscetíveis a serem atingidos pelo fluxo de detritos	51
Figura 4 - Caso em que há necessidade de inserção de um ponto de referência auxilia	53
Figura 5 - Pontos de sondagem da barreira.....	57
Figura 6 - Exemplo de blocos transportados e sedimentados por fluxo de detritos.....	60
Figura 7 - Histograma e distribuição granulométrica acumulada	61
Figura 8 - Referência para os trechos alvo do levantamento da granulometria.....	61
Figura 9 - Representação esquemática do volume de detritos admissível.....	64
Figura 10 - Volume de sedimentos (solos e blocos, incluindo os vazios) e volume de troncos a serem considerados em projeto.....	65
Figura 11 - Volumes de sedimentos transportados no leito e decorrentes de movimentos de massa.	67
Figura 12 - Esquema ilustrativo para a estimativa dos parâmetros B_d e D_e	69
Figura 13 - Hierarquização da rede de drenagem segundo o critério de Strahler.	70
Figura 14 - Esquema dos comprimentos das bacias de ordem zero e de ordem maiores que zero.	71
Figura 15 - Trecho de escoamento estimado para o fluxo de detritos (Diagrama Conceitual)	72
Figura 16 - Correlação semiempírica entre área escorregada (A_e) e I_1	73
Figura 17 - Cálculo do coeficiente de correção	77
Figura 18 - Etapas para o cálculo do volume de troncos	77
Figura 19 - Quadrante para levantamento dos dados das espécimes vegetais	79

Figura 20 - Coeficiente Kd em função da altura para espécies típicas japonesas:	819
Figura 21 - Coeficiente Kd em função da altura para espécies típicas brasileiras	40
Figura 22 - Método da seção média	908
Figura 23 - Altura de deposição e volume de espaço vago	50
Figura 24 - Altura de deposição e volume de espaço vago	50
Figura 25 - curvas IDF (Chuvas intensas no Brasil) (Pfafstetter,1982)...974	
Figura 26 - Correlação empírica entre a vazão de pico e o volume total do fluxo de detritos– Massad et al. (1997) e Kanji et al. (2003)	59
Figura 27 - Correlação empírica entre a vazão de pico e o volume total do fluxo de detritos (MLIT 2016).	60
Figura 28 - Correlação empírica entre a vazão de pico e o volume total do fluxo de detritos (MLIT 2016)	61
Figura 29 - Sequência metodológica para a estimativa do volume mobilizado e da vazão de pico do fluxo de detritos.....	63

3. PROJETO PARA INTERVENÇÕES DE CONTROLE DE FLUXO DE DETRITOS

3.1. Objetivos do projeto de contenção por meio de Barreiras SABO

O objetivo principal da implantação de medidas de controle ou contenção de fluxos de detritos é a proteção da vida humana, da infraestrutura local e do meio ambiente. Para o posicionamento da Barreira SABO a ser construída, deve-se avaliar a situação atual dos talwegues ou córregos por meio de visitas in loco, o histórico de ocorrências de fluxos de detritos na bacia, as condições da bacia hidrográfica quanto ao uso e ocupação do solo em áreas urbanas e rurais, bem como os aspectos históricos, culturais e os fatores econômicos locais.


Recomenda-se que o projeto seja elaborado para cada bacia com risco de ocorrência de fluxo de detritos, sendo priorizada as áreas de risco mapeadas conforme Manual de Mapeamento de Perigo e Riscos a Movimentos Gravitacionais de Massa – CPRM/SGB.

É necessário constar no projeto o tipo de Barreira SABO mais adequado para a bacia hidrográfica de interesse, chegando-se a uma estimativa do volume de material a ser retido, tendo em vista um determinado período de recorrência associado. Neste capítulo serão abordados o cálculo do

+ volume a ser retido, bem como outros parâmetros dos fluxos de detritos, como a vazão de pico esperada para o fluxo de detritos bem como a respectiva velocidade de propagação.

3.2. Processo de Implementação do Projeto SABO

O processo de elaboração do projeto precisa ter como base o mapeamento realizado para as áreas de risco sujeitas a ocorrências de fluxo de detritos, priorizando-se aquelas bacias com risco mais elevado. Neste processo é importante categorizar da melhor forma possível os trechos de córregos e/ou talwegues que podem compor o fluxo de detritos, visando a definição adequada do volume de sedimentos a ser considerado. Recomenda-se que a região estudada disponha de informações topográficas mínimas que permitam a elaboração de mapas topográficos com equidistância de, no máximo, 5 m. Com base nessas informações pode-se traçar o perfil do talvegue/córrego principal, permitindo



uma melhor caracterização do fenômeno estudado ao longo da bacia em avaliação.

Antes de estimar o volume de sedimentos a ser considerado no plano é importante definir os principais itens que serão abordados. São eles: a área ocupada a ser protegida, a dimensão e restrições de aplicação do plano e o ponto de referência para cálculo do volume de sedimentos a ser considerado. Em seguida, procede-se com a estimativa do volume potencial de sedimentos que pode ser gerado na bacia, seguida do cálculo do volume passível de ser transportado, associado a um evento de chuva para um dado tempo de recorrência.

Com base na comparação desses dois volumes define-se aquele que será considerado no projeto da Barreira SABO, isto é, o menor dos dois, conforme será explicado mais adiante. Essa abordagem busca representar, de forma simplificada, o volume de material que pode efetivamente atingir o ponto de referência durante o evento considerado, levando em conta tanto a disponibilidade de sedimentos na bacia quanto a capacidade de transporte do fluxo gerado pelo evento hidrometeorológico adotado.

Estima-se, na sequência, o volume de troncos, que é somado ao volume de sedimentos a ser considerado projeto, de modo a compor o volume total de detritos a ser adotado no dimensionamento. Adicionalmente, deve-se estimar a vazão de pico do fluxo de detritos e a sua respectiva velocidade de propagação. O passo seguinte consiste em avaliar e definir a(s) possível(eis) obras/estruturas adequada(s) ao controle/contenção do volume de detritos adotado no projeto, seguido da elaboração de um plano de remoção ou estabilização de blocos mobilizáveis maiores e do plano de manutenção das estruturas previstas (Figura 1).

Com base na experiência japonesa SABO para a controle de fluxo de detritos, observa-se uma elevada variabilidade nos volumes de detritos mobilizáveis em bacias com características semelhantes, o que inviabiliza o estabelecimento de correlações estatísticas para estimativas diretas desses volumes em função da área de drenagem (Figura 1). Na figura 2 nota-se uma dispersão do volume de sedimentos mobilizados e a área das bacias associadas, no histórico de fluxo de detritos no Japão de 1992 a 1999, incluindo eventos similares ocorridos em Nova Friburgo/RJ (2011) e Salvador/BA (2015). É notória a grande dispersão dos dados, o que indica que a estimativa dos volumes de detritos a serem carreados deve ser obtida com base em levantamentos de campo e procedimentos metodológicos específicos.

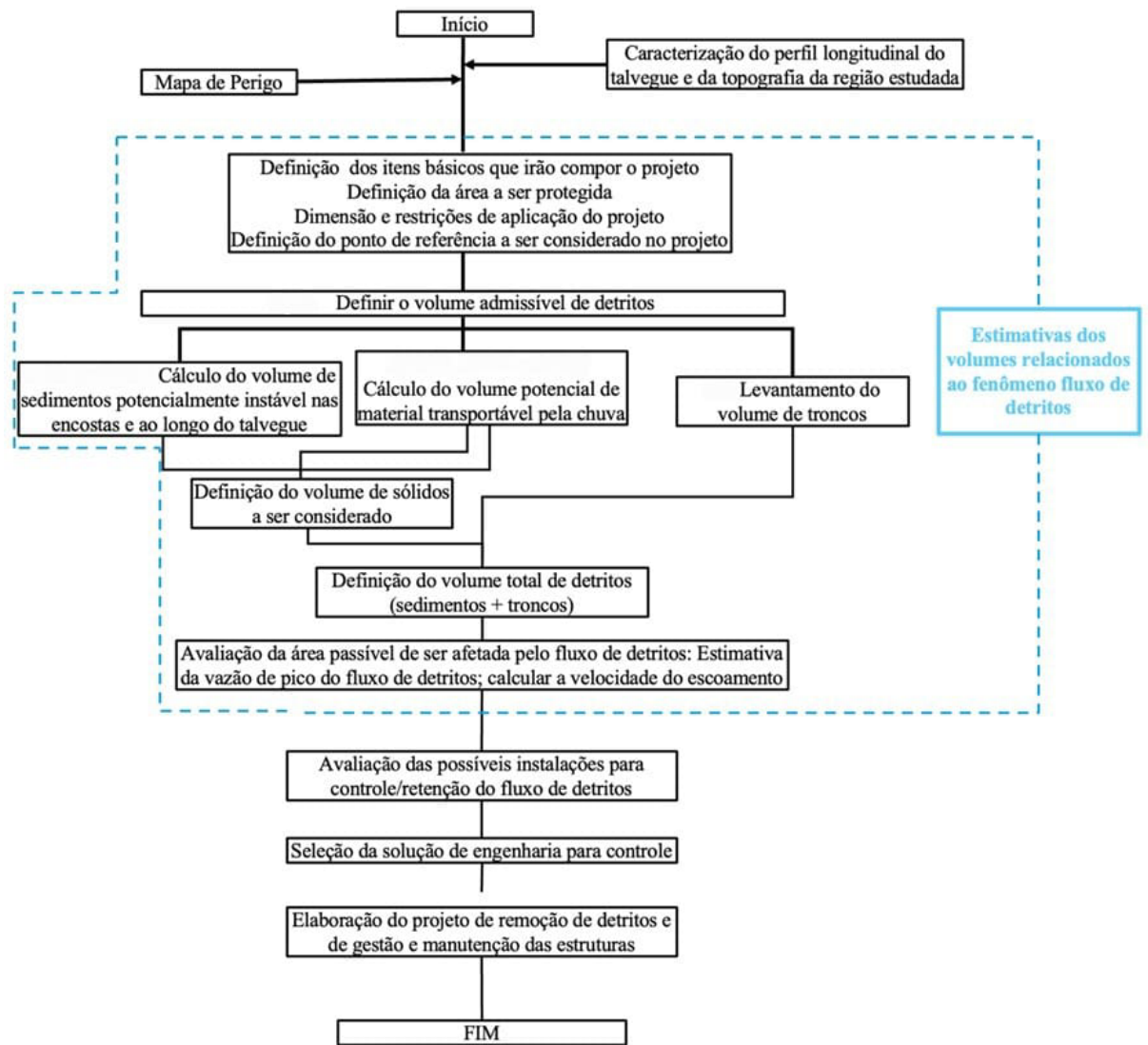


Figura 1 - Fluxograma para elaboração do projeto de retenção do fluxo de detritos

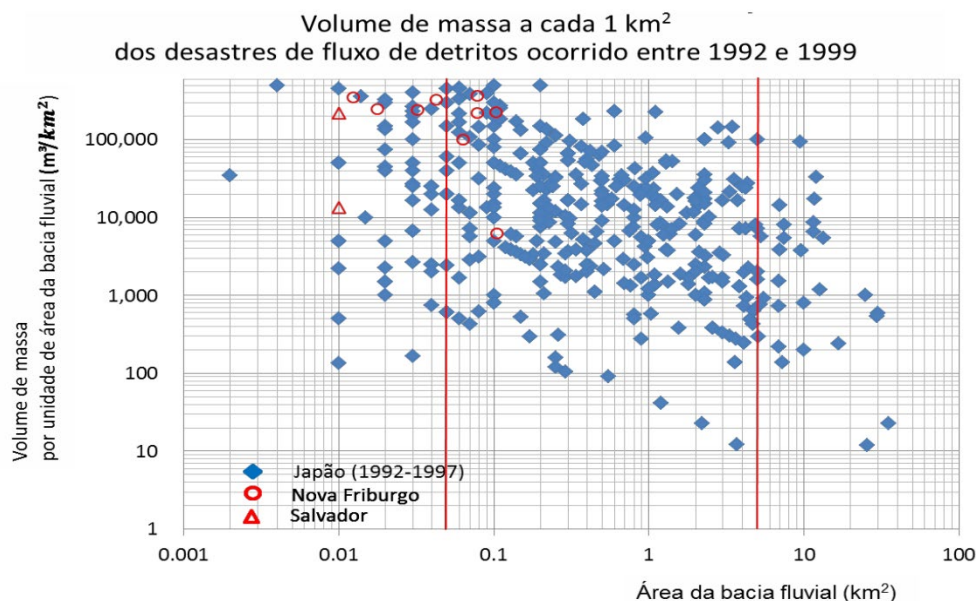


Figura 2 - Dispersão entre os dados de volume de sedimentos movimentados em fluxos de detritos versus a área da bacia hidrográfica

3.3. Itens Básicos do Projeto SABO

O planejamento das medidas de controle e proteção para fluxo de detritos deve ser elaborado de forma a evitar a ocorrência de desastres nas áreas que podem ser diretamente afetadas por esse fenômeno. As metas do plano serão consideradas atingidas após a implementação de todas as ações e obras previstas no escopo do planejamento realizado.

Deve-se, também, integrar ao plano medidas de cunho não estrutural, tais como sistemas de monitoramento e alerta (cujas diretrizes são indicadas no Manual de Elaboração, Transmissão e Uso de Alertas de Risco de Movimentos de Massa – CEMADEN/MCTIC), ações de contingência (cujas diretrizes são discutidas no Manual para Elaboração do Plano de Contingência Municipal para Riscos de Movimento de Massa – CENAD/SEDEC/MI) e questões relativas ao uso e ocupação do solo (cujas diretrizes são apresentadas no Manual de Redução de Riscos de Desastres Aplicado ao Planejamento Urbano – Movimentos de Massa – MCid).

Durante a fase de execução das obras programadas, podem ocorrer situações de fluxo de detritos, sendo imprescindível, com a maior brevidade

possível, a instalação de um sistema de monitoramento e alerta, a fim de se proteger vidas e infraestrutura.

Ressalta-se ainda, que mesmo após a implantação das obras, podem ocorrer fluxos de detritos de grande magnitude, que ultrapassem o período de retorno adotado nos projetos e, para estes casos, as medidas não estruturais continuarão tendo uso e sendo fundamentais para preservação de vidas e redução de prejuízos e danos à infraestrutura.

Destaca-se, ainda, necessidade de atualização periódica do plano, especialmente diante de alterações na bacia hidrográfica, como mudanças na topografia, no uso do solo ou na cobertura vegetal, decorrentes de ações antrópicas ou de processos naturais, como deslizamentos e fluxos de detritos. Nesses casos, o plano inicialmente proposto deverá ser revisado, considerando as novas estimativas de volume de detritos.

3.3.1. Áreas a serem protegidas

As áreas a serem protegidas consistem nas localidades onde há residências, áreas de cultivo, infraestruturas e/ou propriedade públicas e privadas. O processo adotado para o levantamento dessas áreas de risco é detalhado no Manual de Mapeamento de Perigo e Riscos a Movimentos Gravitacionais de Massa (CPRM). A identificação das regiões a serem protegidas deve considerar a distância em relação ao ponto de referência adotado no planejamento, bem como a cota de elevação do terreno nessas áreas, tomando-se como referência a cota de alcance do fluxo de detritos.

Pela prática japonesa, áreas que estão localizadas até 5 m acima do talvegue ou da calha do rio/córrego nas bacias com risco de fluxo de detritos possuem mais chance de serem atingidas. Dessa forma, é recomendável a remoção das moradias localizadas nessa área mais baixa junto ao canal ou a adoção de alguma medida de proteção (Figura 3).

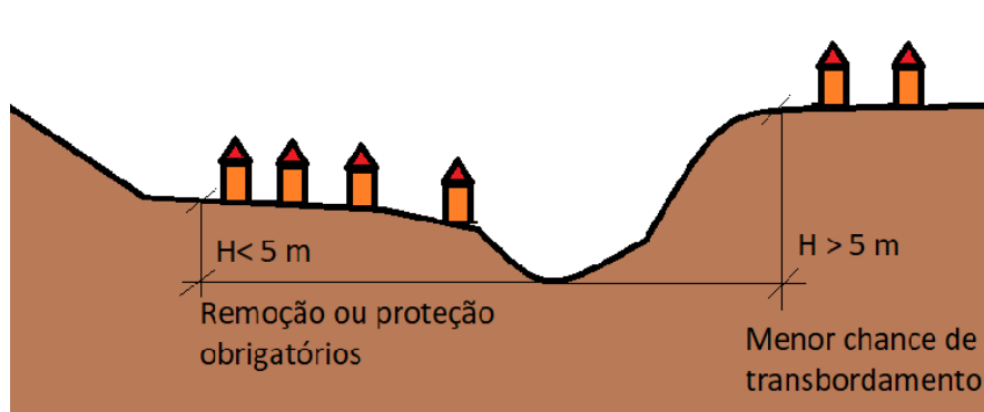


Figura 3 - Locais mais suscetíveis a serem atingidos pelo fluxo de detritos

No que se refere às declividades dos perfis longitudinais dos talvegues ou dos córregos/rios, trechos com declividades da ordem de 3° (1V:20H), tendem a ser mais favoráveis à depósitos de fluxo de detritos com maior composição de cascalhos. Por outro lado, trechos com declividades da ordem de 2° (1V:30H) tendem a ser mais propícios a depósitos de fluxos de detritos com maior composição de lama.

3.3.2. Dimensão e restrições de aplicação do plano

As medidas de controle/contenção para fluxo de detritos são concebidas com base em um volume de sedimentos estimado a partir de uma probabilidade de ocorrência ou período de retorno associado a uma chuva de projeto ou a partir de levantamentos de volume de eventos de fluxo de detritos anteriormente registrados.

No caso da estimativa a partir de uma chuva de projeto, em princípio, o volume de sedimentos a ser adotado no plano é definido com base na comparação de dois volumes: o volume potencial de sedimentos que pode ser gerado na bacia e o volume de sedimentos passível de ser transportado em um evento de chuva específico associado a um tempo de recorrência pré-estabelecido. No cálculo da chuva máxima diária esperada para um dado período de retorno recomenda-se a adoção de períodos de retorno a partir de 100 anos. O procedimento de cálculo dos volumes citados será descrito nos itens seguintes. Ao volume de sedimentos considerado soma-se o volume de troncos para compor o volume total de detritos a ser adotado no projeto.

Quando houver, na bacia hidrográfica de interesse, um histórico consistente de eventos passados com dados de volumes de fluxos de detritos, o volume a ser adotado em projeto poderá ser definido com base na correlação entre a magnitude das chuvas e os volumes registrados.

Destaca-se, ainda, que este manual não leva em consideração o efeito da propagação de volumes de detritos represados naturalmente em obstruções que bloqueiam a passagem dos fluxos no trecho de escoamento, bem como barragens artificiais utilizadas para contenção de rejeitos. A consideração desses tipos de efeitos deve ser avaliada de forma específica, sempre que forem identificados o seu potencial de ocorrência.

3.3.3. Pontos de referência e classificação das zonas de fluxo de detritos

O ponto de referência corresponde ao local ao longo do talvegue para o qual é estimado o volume de detritos a ser considerado no plano. Em geral, esse ponto é posicionado a montante da área a ser protegida e a jusante da zona de escoamento do fluxo de detritos. Para melhor compreensão de seu posicionamento, é importante considerar a caracterização do fenômeno em suas etapas de formação, propagação, deposição e espraiamento ao longo do talvegue ou córrego considerado.

Do ponto de vista do planejamento das medidas de controle, o ponto de referência define a região ao longo do talvegue na qual são avaliados os volumes de detritos potencialmente mobilizáveis na bacia, levantamento que serve de base para o dimensionamento das estruturas de contenção. Dessa forma, o posicionamento adequado desse ponto é fundamental para garantir a coerência entre a estimativa dos volumes de detritos e o dimensionamento das Barreiras SABO.

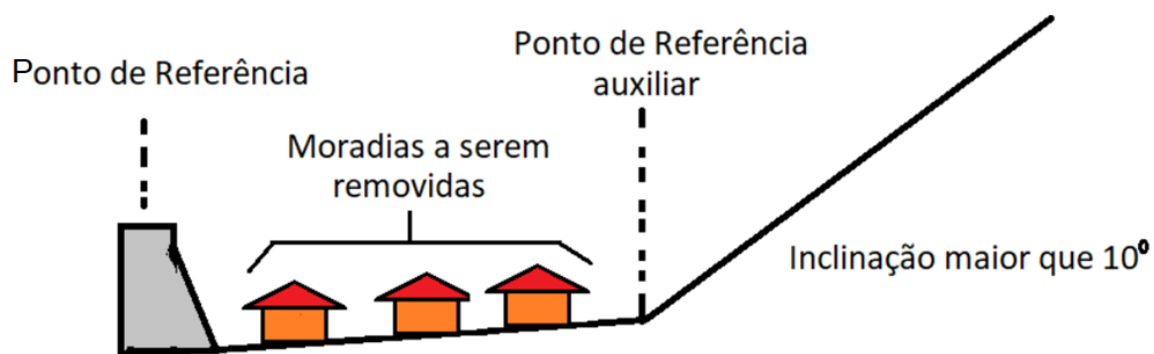
Assim, busca-se delimitar ao longo do talvegue/córrego sobre o qual o fluxo de detritos se propaga as seguintes zonas: trecho onde há a geração da maior parte do material detrítico que será propagado, denominado zona de ocorrência ou iniciação, trecho onde o material será propagado ou escoado, denominado zona de escoamento, trecho onde o material será depositado às margens do talvegue ou córrego, denominado zona de deposição e trecho onde o material será espalhado e disperso, denominado zona de espraiamento ou arraste.

De forma a facilitar essa compreensão, realiza-se uma classificação das zonas de movimentação do material propagado com base na declividade do

talvegue ou leito do córrego estudado (Figura 1, Capítulo 1). As zonas de movimentação descritas são função do gradiente do leito do talvegue/córrego sobre o qual o fluxo se propaga. Apesar disso, tal classificação também é afetada pelo tipo de material passível de ser carregado. Destaca-se que a delimitação dessas zonas não é um processo excludente, sendo possível a ocorrência de processos característicos de uma zona ou outra dentro de um mesmo trecho, podendo haver, portanto, sobreposição entre elas. Embora o diagrama apresentado possa servir como referência para essa classificação é importante complementar a classificação a partir de visita in loco e vestígios ou evidências de eventos anteriores ocorridos na bacia hidrográfica avaliada.

A definição da posição da Barreira SABO no talvegue (“ponto de referência”) deve considerar as zonas de movimentação do fluxo de detritos, sendo geralmente estabelecida a jusante da zona de escoamento. Contudo, em determinadas situações, quando, por exemplo, a elevada declividade do trecho de escoamento, logo a montante do ponto de referência, inviabiliza a implantação da barragem nesse local, pode ser necessária a consideração de dois ou mais pontos de referência. Trabalha-se, portanto, com ponto(s) de referência auxiliar(es).

Nessas situações, pode ser necessário deslocar a estrutura de controle de fluxo para a zona de deposição (Figura 4), passando esse local a constituir o ponto de referência e o trecho imediatamente a jusante da zona de escoamento (ponto a partir do qual, a jusante, o relevo passa a apresentar menor declividade) passa a ser considerado como ponto de referência auxiliar.



3.4. Levantamento de campo para a elaboração do projeto

3.4.1. Medições topográficas

O levantamento topográfico para um projeto de Barreira SABO tem como objetivo a determinação da área de abrangência da bacia hidrográfica em que a barreira será instalada, assim como para a elaboração do projeto de intervenções auxiliares (estradas de acessos, contenções, drenagem etc.) e do projeto de engenharia da barreira.

Em bacias hidrográficas de maiores dimensões, o levantamento topográfico pode ser complementado por técnicas de sensoriamento remoto aerotransportado, empregando plataformas aéreas equipadas com sensores capazes de gerar modelos digitais de terreno e de superfície. Esses métodos permitem obter, de forma eficiente, informações topográficas da bacia como um todo, inclusive em áreas de difícil acesso. Dependendo do tipo de sensor e do processamento adotado, pode ser possível diferenciar a superfície do terreno da cobertura vegetal, permitindo estimativas preliminares da estrutura da vegetação e do volume potencial de material lenhoso presente na bacia.

Nos locais previamente definidos para implantação das Barreiras SABO e de outras estruturas associadas, recomenda-se a realização de levantamentos topográficos de maior precisão, por métodos topográficos convencionais ou equivalentes, de forma a atender ao nível de detalhamento necessário para a elaboração do projeto executivo e para a implantação das obras.

Os produtos topográficos devem apresentar escalas que atendam às necessidades do trabalho, sendo as mais comuns: base planialtimétrica cadastral de 1/500 a 1/2000, mapas de perfil longitudinal de 1/100 a 1/2000, e os mapas de perfil transversal de 1/100 a 1/500.

3.4.2. Abrangência do levantamento da bacia

A abrangência do levantamento topográfico depende do local em que se pretende construir a Barreira SABO, envolvendo toda a área de contribuição para o local da barreira e as áreas de instalação, de deposição sedimentar, da instalação do canteiro de obras, da abertura das vias de acesso, prevendo inclusive uma área

adicional para possíveis ajustes. Como o trecho a jusante da barreira é usado para a definição do eixo da estrutura, esta área também deve ser incluída no levantamento topográfico, de forma a permitir a identificação satisfatória da linha central do escoamento.

3.4.2.1. Levantamentos do entorno das instalações

A planialtimetria no entorno do eixo da Barreira SABO deve contemplar o relevo e os elementos importantes (construções, árvores, blocos rochosos etc.) do local onde será realizada a obra. O local mais detalhado do levantamento deve coincidir com o eixo previsto para o fluxo de detritos, na qual devem ser posicionadas estacas em campo para orientação do projeto quando da implantação da obra. Na prática japonesa, o posicionamento dessas estacas terá como base as posições das medições transversais, definindo o espaçamento de aproximadamente 20 m, a partir do eixo da barreira (tanto da principal, como da complementar).

Quando a demarcação da linha do centro do canal não puder ser bem definida, os ajustes devem ser feitos *in loco*. As medições ao longo do canal são feitas para a elaboração do perfil longitudinal. A escala do desenho do perfil longitudinal, geralmente, é entre 5 e 10 vezes menor que a escala do desenho de perfil transversal. As medições topográficas transversais são feitas a partir do local onde foi colocada a estaca identificando a linha central do escoamento.

3.4.3. Levantamento geológico-geotécnico

O levantamento geológico geotécnico tem por objetivo caracterizar as condições do maciço de fundação e do entorno da Barreira SABO, fornecendo subsídios técnicos para a definição do tipo de fundação, do posicionamento do eixo da estrutura e das medidas de proteção e estabilização necessárias.

Esse levantamento é realizado, prioritariamente, por meio de sondagens geotécnicas, mapeamento geológico de detalhe e inspeções de campo, podendo ser complementado por ensaios geotécnicos “*in situ*” e de laboratório, sempre que as condições locais ou a complexidade geológica geotécnica assim o exigirem.

No contexto brasileiro, esse tipo de investigação constitui etapa fundamental dos projetos de engenharia geotécnica, sendo indispensável para a adequada avaliação da capacidade de suporte, da estabilidade global da estrutura, da suscetibilidade à erosão e da interação solo estrutura. Há que se ter em mente

diferenças nas condições geológicas e geomorfológicas entre o Japão e o Brasil, no contexto dos fluxos de detritos.

a) No Japão as bacias são pequenas, curtas e muito íngremes, segundo Mizuyama (2008). O ambiente é fortemente condicionado pela tectônica ativa, com rochas vulcânicas altamente fraturadas, além de solos rasos coluvionares. As chuvas são curtas e muito intensas, exigindo soluções estruturais robustas e sistemas permanentes de controle do tipo SABO. Ver também Kanbara et al. (2020).

b) No Brasil as bacias são, em geral, maiores e mais alongadas nas regiões montanhosas, mas mais curtas e íngremes nas escarpas serranas. Predominam granitos e gnaisses, com perfis variando de rasos a espessos de solos residuais, e os problemas geotécnicos decorrem principalmente da interação clima–solo–ocupação humana, com chuvas intensas e de longa duração. Em geral, a geração de fluxos de detritos depende da concentração de escorregamentos nas encostas da bacia hidrográfica.

Em bacias hidrográficas de grande extensão, técnicas de sensoriamento remoto aerotransportado podem auxiliar no reconhecimento preliminar das condições das vertentes situadas a montante do local de implantação das barreiras, contribuindo para a identificação de setores com maior potencial de geração de detritos e para a definição de áreas prioritárias para investigação mais detalhada.

Ressalta-se, entretanto, que tais métodos possuem caráter complementar e não substituem as investigações geológico-geotécnicas convencionais necessárias ao projeto das barreiras, especialmente no local de implantação das estruturas, onde são indispensáveis sondagens e ensaios que permitam a caracterização adequada dos solos e rochas de fundação.

3.4.3.1. Furos de Sondagem

São necessários furos de sondagem ao longo do eixo da barreira e também posicionados no canal de drenagem a montante e jusante deste eixo (Figura 5). Recomenda-se pelo menos 4 pontos de realização de sondagens, sendo: 1 no centro do leito do canal que coincide com o centro da barreira principal, 1 ponto para cada ombreira (esquerda e direita), assim como 1 no centro do leito onde ficará a barreira complementar ou parede vertical. No caso de barreiras SABO de maior porte ou em terrenos de maior complexidade geológico-geotécnicas pode ser necessário uma ampliação do número de sondagens.

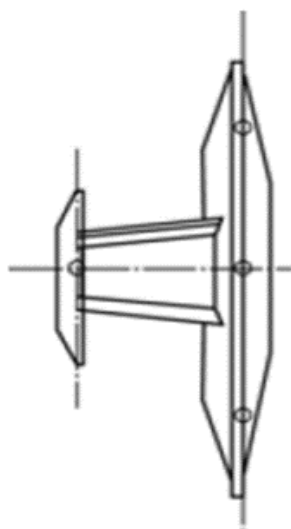


Figura 5 - Pontos de sondagem da barreira

Fonte: Procedimentos para Projetos de Engenharia de Instalações SABO (Minuta)
Secretaria de Desenvolvimento Regional de Chubu – MLIT

3.4.3.2. Classificação dos Solos e das Rochas

Para os solos, espera-se que o levantamento forneça os seguintes parâmetros, conforme aplicável: índices físicos e Limites de Atterberg; peso específico natural e saturado; coesão e ângulo de atrito; permeabilidade, quando relevante; gênese do solo (residual, coluvionar, aluvionar, entre outros). Com estas informações e dados é possível proceder a classificações geotécnica e genética dos solos de interesse.

Para rochas interessa conhecer o grau de intemperismo; a resistência mecânica qualitativa ou quantitativa, quando disponível; o espaçamento e a condição das fraturas; o RQD, quando aplicável; a orientação das principais discontinuidades; e as condições de percolação de água ao longo das fraturas, entre outros aspectos.

Neste Manual, a classificação das rochas segue a prática SABO, baseada na resistência à compressão, grau de intemperismo, frequência de fraturas e propriedades físicas (Tabelas 1, 2, 3 e 4). No entanto, considerando as particularidades geológicas brasileiras – especialmente em regiões de clima tropical úmido, onde são comuns espessos perfis de intemperismo, convém que essa classificação seja realizada por geólogos brasileiros, utilizando critérios de uso corrente no país, desde que mantenham coerência com os objetivos do projeto. Neste contexto, no volume 2 de Oliveira e Monticeli (2018) estão disponíveis várias tabelas com: a) os graus de alteração e de coerência e suas influências na resistência da rocha; b) os tipos de superfícies e preenchimentos de discontinuidades; e c) os graus de fraturamento. O perfil de intemperismo

comumente usado é o de Vaz (1996), com associação entre classe da rocha e métodos tanto de escavação, quanto de perfuração com diferentes tipos de sondagens (trado, percussão e rotativa).

Os resultados do levantamento geológico embasam a tomada de decisão quanto à adequação do material de fundação da barreira, na definição de medidas de proteção contra erosão e instabilizações locais, como será visto nos Capítulos 5 e 6.

Tabela 1 - Classificação de rochas relacionada a este manual

Classe	Qualidade da rocha
A	Rocha sã, na qual os minerais formadores de rocha não sofreram alterações por intemperismo. É coesa e a coloração varia conforme a rocha, mas tem a característica de ser extremamente resistente.
B	Dentre os minerais formadores da rocha encontram-se minerais que sofreram intemperismo e apresentam coloração alterada. Apresenta fraturas, mas elas são fechadas sem finos em seu interior.
C _H	Rocha cuja resistência e grau de intemperização se situam entre B e C _M
C _M	Bastante intemperizada, mesmo que entre as fraturas tenham núcleos rochosos preservados com alta resistência. A intemperização da superfície das fraturas faz com que apresente coloração diferente da matriz. As fraturas se apresentam abertas e sem preenchimento de solo, favorecendo a percolação de água, ou com preenchimento de finos.
C _L	É aquela rocha cujo grau de intemperização é muito maior que a C _M .
D	É altamente intemperizada, apresentando cor de solo em sua totalidade. Quebra facilmente ao bater com um martelo. As mais intemperizadas se quebram em lascas, transformando-se parcialmente em solo. Mesmo que em alguns casos a resistência dos blocos seja elevada, as fraturas originais podem ser difíceis de identificar.

Tabela 2 - Fatores para a identificação da classe da rocha deste manual

Fator de Classificação	Fenômeno	Classe
Grau de resistência	Saem faíscas ao bater com o martelo	A, B
	Quebra-se apenas com forte golpe de martelo	B, C _H , C _M
	Quebra-se com golpe de martelo	C _M , C _L , D
Espaçamento das fraturas	> 50 cm	A, B

	De 15 a 50 cm	C _H , C _M , C _L ,
	< 15 cm	C _M , C _L ,D
Condições das fraturas	A rocha é coesa, não se pode ver traços do intemperismo ao longo das fraturas	A, B, C _H
	A rocha é coesa, com algumas alterações pelo intemperismo ao longo das fraturas e podendo haver películas de material argiloso aderido à superfície	B, C _H , C _M
	Identificam-se fraturas com aberturas de cerca de 2mm, ou com presença de material intemperizado e material argiloso nas fraturas.	C _M , C _L
	Abertas com preenchimento de solo	C _L ,D

Tabela 3 - Subclasses da classificação das rochas

Intemperismo, resistência	Formato do testemunho da sondagem	Comprimento dos fragmentos
A: São com elevada resistência B: Levemente intemperizada e resistência pouco reduzida	I: Bastão	> 10 cm
	II: Quase completo	5 a 10 cm
	III: Semidestruído	3 a 5 cm
	IV: Fragmentado	1 a 3 cm
	V: Granulado	<1cm
C: Muito intemperizada e com resistência muito reduzida	VI: Argiloso	

Tabela 4 - Classificação de rochas conforme testemunhos de sondagem

Classe	Combinação das subclasses	Destaques importantes
A	A - I	Fraturas pouco intemperizadas
B	A- II (A-I)	Fraturas fechadas

C	C _H	A-II, III, B-I	Fraturas abertas
	C _M	A-III, B-II	
	C _L	A-III, IV, V, B-III, IV, V	
D	Combinação de toda a subclasse C		As fraturas estão abertas
E	Material depositado na camada superficial		
F	Falha geológica, fragmentação		Apresenta argila

3.5. Levantamento da granulometria do depósito de matacões

Uma das funções da granulometria dos matacões é permitir que seja calculada a força de impacto dos blocos rochosos (Figura 6) sobre a estrutura da Barreira SABO, ou seja: impactos na seção do vertedouro, na asa ou na parte permeável da barreira. Para calcular as forças de impacto, assunto a ser abordado nos Capítulos 5 e 6, realizam-se medições do tamanho dos blocos de rocha em campo.



Figura 6 - Exemplo de blocos transportados e sedimentados por fluxo de detritos

Fonte: Córrego Guarda-Mão Itaóca, Serra do Mar (SP) Jan/2014 (IPT)

Uma vez que os blocos de rocha geralmente têm formato assimétrico, raramente são esféricos, utiliza-se a trena para fazer a medição em campo do eixo maior e do eixo menor em cada bloco, a fim de permitir o cálculo do eixo médio. Neste levantamento deve constar pelo menos 200 fragmentos rochosos. O valor

do eixo médio será utilizado no gráfico de distribuição dos blocos. O diâmetro mínimo de cada fragmento a ser mensurado é de 10 cm.

O gráfico de distribuição desses valores médios (Figura 7) indicará o diâmetro dos blocos a serem adotados no projeto da Barreira SABO. É definido o diâmetro equivalente a 95% (D_{95}) da curva de distribuição das medições dos 200 fragmentos de rocha com diâmetro superior a 10 cm, presentes no fundo do vale a contar da posição do eixo da barreira nas distâncias de 200 m a montante e 200 m a jusante (Figura 8). Caso não existam 200 blocos na localidade, amplia-se a distância das medições até que sejam medidas 200 unidades.

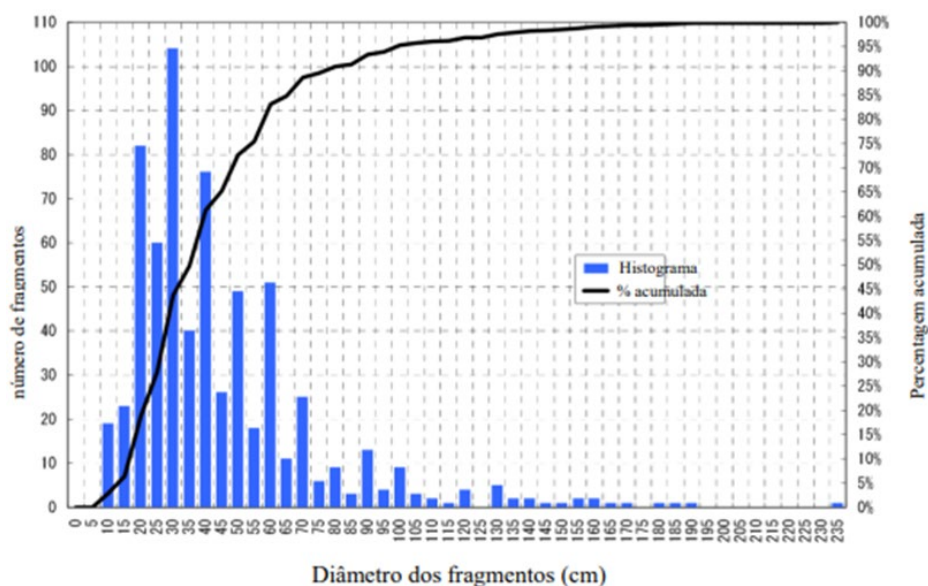


Figura 7 - Histograma e distribuição granulométrica acumulada

Fonte: SABO & LANDSLIDE TECHNICAL CENTER (2021) : New Edition, Design Handbook for Steel SABO Structures, Steel SABO Structures Committee

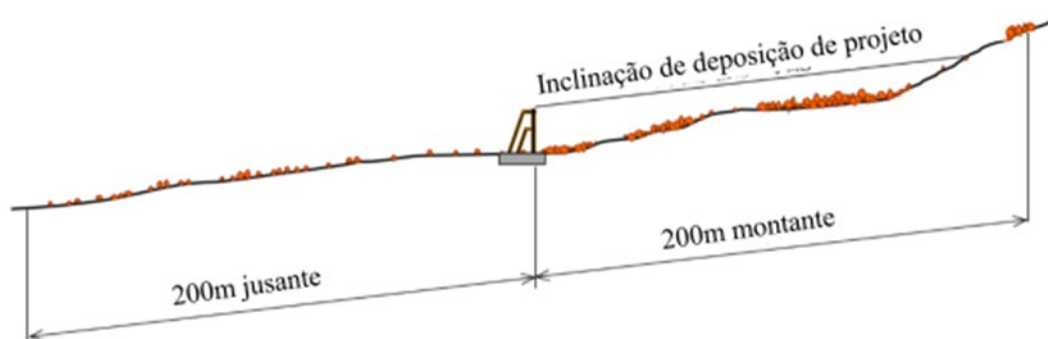


Figura 8 - Referência para os trechos alvo do levantamento da granulometria

Fonte: SABO & LANDSLIDE TECHNICAL CENTER (2021) : New Edition, Design Handbook for Steel SABO Structures, Steel SABO Structures Committee

Os blocos alvo das medições são aqueles que se supõem terem sido transportados e depositados por fluxos de detritos em eventos ocorridos no passado. Não são alvo deste levantamento aqueles blocos que não tenham sido movimentados previamente (blocos de decomposição “in situ” da rocha matriz). Durante a inspeção de campo, características morfológicas dos blocos, como arredondamento ou evidências de desgaste superficial, podem auxiliar na interpretação de sua origem e no reconhecimento de blocos possivelmente transportados por eventos anteriores, embora tais aspectos devam ser avaliados de forma integrada com o contexto geomorfológico local. Vale destacar que em caso de blocos parcialmente soterrados, para a análise granulométrica podem ser considerados os eixos visíveis acima da superfície do terreno, utilizando-se a média das dimensões medidas como aproximação do tamanho representativo do bloco.

3.5.1. Utilização do diâmetro dos blocos no projeto de barreira permeável

De posse do gráfico de distribuição do tamanho médio dos matacões a ser utilizado no projeto da Barreira SABO permeável, determina-se o diâmetro equivalente a 80% (D_{80}) para a definição do espaçamento entre os tubos metálicos, mantendo-se o diâmetro equivalente de 95% (D_{95}) para o cálculo da força de impacto.

A retenção dos blocos e troncos transportados durante eventos de fluxos de detritos ocorre por efeito de arqueamento formado pelo conjunto de blocos que compõem a frente do fluxo. Para que esse mecanismo seja efetivo, adota-se como diâmetro representativo dos blocos o diâmetro equivalente a 80% da curva granulométrica (D_{80}), que corresponde à fração predominante na frente do fluxo e contribui de forma mais eficiente para a obstrução dos vãos entre os tubos metálicos, devido à maior quantidade de unidades com esse tamanho.

Caso fossem utilizados os diâmetros mais elevados, como D_{95} a D_{100} , para a definição do espaçamento entre os tubos, os vãos seriam excessivamente grandes, dificultando a formação do arqueamento dos blocos rochosos da cauda e aumentando a probabilidade de não ocorrer a obstrução completa da área vazada da barreira.

Caso haja afluentes do talvegue principal até 100 m a montante do eixo da barreira, recomenda-se incluir o diâmetro desses matacões depositados nos tributários na contagem para o projeto. Além disso, caso haja vestígio de fluxos

de detritos nos arredores, também é possível contabilizar a distribuição granulométrica dessa região como referência.

Por outro lado, caso existam blocos gigantes angulosos advindos ou não de quedas de encostas adjacentes, deve-se excluí-los do levantamento da distribuição granulométrica, pois é improvável que tenham sido ou serão mobilizados por fluxos de detritos. Contudo, deve-se registrar as medidas e a localização desses blocos.

Recomenda-se priorizar medições em áreas de deposição da frente de fluxos de detritos anteriores (“cabeça do fluxo de detritos”), uma vez que os fragmentos rochosos ali concentrados são entendidos como aqueles que contribuirão para a obstrução da parte permeável da barreira, configurando-se como o principal alvo do levantamento.

Em sistemas com barreiras permeáveis sequenciais, a barreira a montante retém os blocos de maior diâmetro da frente do fluxo de detritos, enquanto a cauda transborda pelo vertedouro. Assim, a partir da segunda barreira no sentido montante–jusante, a verificação da segurança frente à colisão de blocos é realizada com base no D80, uma vez que a cauda do fluxo raramente contém blocos D95.

Entretanto, adota-se o D95 quando o espaçamento entre barreiras for superior a 200 m ou quando houver a confluência de um afluente com ocorrência de fluxo de detritos entre a barreira a montante e a barreira em análise.

3.5.2. Estimativa do Volume de Detritos

Esta seção do Manual SABO estabelece os métodos para o cálculo do volume de detritos (Vd) a ser adotado no dimensionamento das barreiras. Inicialmente, define-se o conceito de volume admissível. Em seguida, apresentam-se os procedimentos para a determinação do volume potencial de sedimentos passível de geração na bacia, do volume de sedimentos transportável e do volume de troncos de árvores.

Para a estimativa do volume de detritos mobilizáveis, é importante considerar que o material transportado pelos fluxos de detritos normalmente se origina em setores específicos da bacia hidrográfica, associados a vertentes suscetíveis a instabilização, depósitos coluvionares e acumulações de sedimentos ao longo dos canais. A identificação dessas áreas potenciais de geração de material constitui etapa relevante para orientar as estimativas volumétricas e a interpretação dos resultados obtidos.

O volume de material admissível refere-se ao volume máximo de material que pode ser carregado sem causar danos às áreas situadas a jusante. Em termos gerais, esse volume é considerado nulo. Excepcionalmente, quando houver — ou puder ser implantada — uma calha com capacidade de escoar os detritos sem transbordamento a jusante do ponto de referência, esse volume pode ser definido como a capacidade hidráulica do talvegue.

A Figura 9 ilustra duas condições distintas: (a) situação em que o volume de material escoado pela calha encontra-se dentro do volume admissível; e (b) situação em que o volume admissível é ultrapassado.

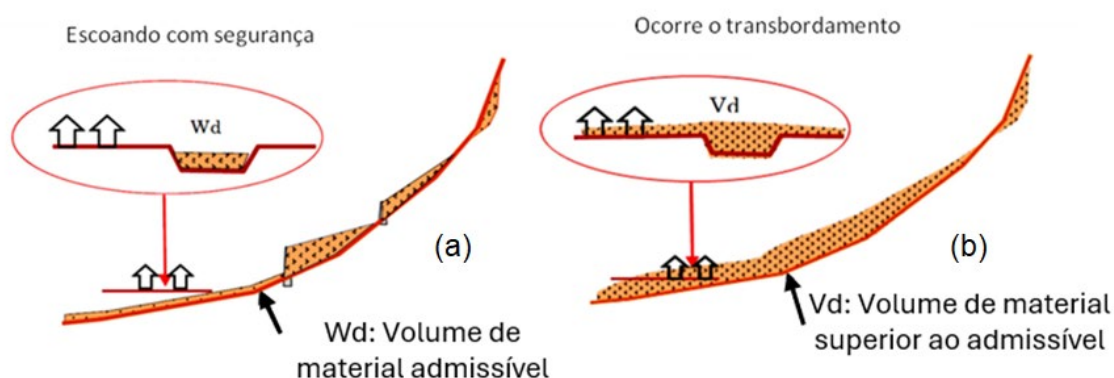


Figura 9 - Representação esquemática do volume de detritos admissível (a) o volume de material gerado pelo fluxo de detritos e escoado pela calha encontra-se dentro do limite admissível; (b) o volume admissível é inferior ao volume gerado pelo fluxo de detritos.

Tal como já mencionado, o volume de detritos (V_d) a ser adotado no projeto da barreira será obtido pela adição do volume de sedimentos (V_{sed}) com o volume de troncos (V_{tr}) (Figura 10). Por sua vez, o volume de sedimentos a ser considerado advém da comparação de dois volumes: (i) o volume de sedimentos que pode ser gerado na bacia e (ii) o volume de sedimentos que pode ser transportado, decorrente do fluxo de detritos acionado pela chuva que foi associada a um determinado tempo de retorno, sendo adotado o menor dos dois volumes. Cabe ressaltar, que a este resultado do volume de sedimentos considerado para o projeto soma-se o volume de troncos para compor o volume de detritos a ser adotado no plano.

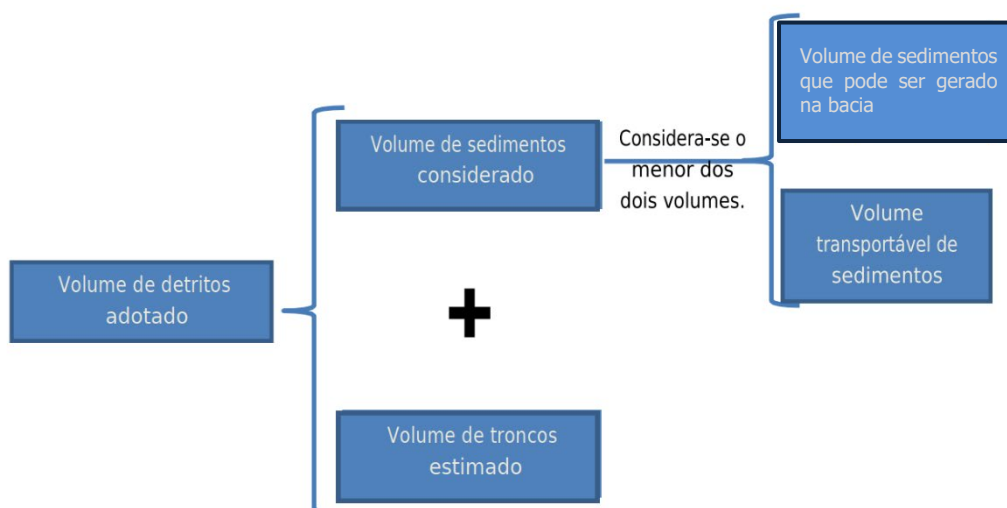


Figura 10 - Volume de sedimentos (solos e blocos, incluindo os vazios) e volume de troncos a serem considerados em projeto.

Complementarmente, é também importante estimar a vazão de pico do fluxo de detritos considerado. Os métodos de cálculo dos referidos volumes de sedimentos são apresentados no Item 3.5.3. O método adotado para o cálculo da vazão de pico do fluxo de detritos (Q_{SP}) é apresentado nos Itens 3.11 e 3.12. Ressalta-se que o termo sedimento aqui empregado leva em conta o material granular oriundo do solo bem como fragmentos de rocha, sendo composto, portanto, por diferentes granulometrias. Esse termo é empregado para distinguir esse material dos troncos de árvores carregados, que também compõem a massa de detritos. Na estimativa do volume de detritos carregados, o material oriundo de troncos de árvore deve ser estimado separadamente.

Assim, o volume de sedimentos a ser considerado será definido adotando-se o menor valor dentre o volume potencial de sedimentos (V_{dy1}) que podem ser gerados e o volume de sedimentos passível de ser transportado pelo evento de chuva adotado (V_{dy2}). O volume potencial de sedimentos que pode ser gerado na bacia hidrográfica a montante da futura Barreira SABO é definido a partir de levantamentos de campo, mapas topográficos e de registros de ocorrência de fluxos de detritos anteriores.

O volume de sedimentos passível de ser transportado por movimentos de massa (V_{dy2}) é determinado a partir de formulação empírica que será apresentada mais a frente na Seção 3.5.3.3.

Caso o volume de sedimentos a ser considerado resulte em valor menor que 1.000 m^3 , deverá ser adotado no projeto o valor mínimo de 1.000 m^3 . Tal valor se baseia na experiência japonesa onde há registros de casos em que o volume de sedimentos

medido para eventos ocorridos superou os valores calculados quando esses foram inferiores a cerca de 1.000 m³.

Note-se que existem correlações entre os volumes de sedimentos e a vazão de pico do fluxo de detritos. Dessa forma, é possível estimar os volumes de sedimentos a partir da vazão de pico, conforme será apresentado no Item 3.11.

Deve-se destacar que as estimativas de volume de detritos mobilizáveis em uma bacia hidrográfica estão associadas a um grau significativo de incerteza, decorrente da variabilidade natural dos processos geomorfológicos, da diversidade de materiais potencialmente mobilizáveis e da heterogeneidade das vertentes e sub-bacias que compõem o sistema de drenagem. Em bacias de maior extensão, podem ocorrer diferenças relevantes quanto à natureza geológico-geotécnica dos materiais presentes nas encostas, à espessura de depósitos superficiais e às condições de estabilidade das vertentes, fatores que influenciam diretamente o volume potencial de material que pode ser mobilizado durante eventos extremos. Dessa forma, os valores obtidos a partir dos procedimentos apresentados neste manual devem ser interpretados como estimativas de referência para o planejamento e dimensionamento das medidas de controle, sendo recomendável avaliá-los criticamente à luz das evidências observadas em campo, do histórico de eventos registrados na bacia e do conhecimento geomorfológico local.

3.5.3. Volume potencial de sedimentos a ser gerado na bacia hidrográfica (V_{dy1})

O volume potencial de sedimentos que pode ser gerado na bacia hidrográfica (V_{dy1}) é composto do volume de material que pode ser erodido (Figura 11), advindo do leito dos canais ou talvegues (V_{dy11}), somado ao volume de sedimentos advindos de rupturas de encostas (V_{dy12}). Consiste, em tese, no volume máximo de sedimentos que poderia ser fisicamente gerado na bacia hidrográfica e convertido em fluxo de detritos.

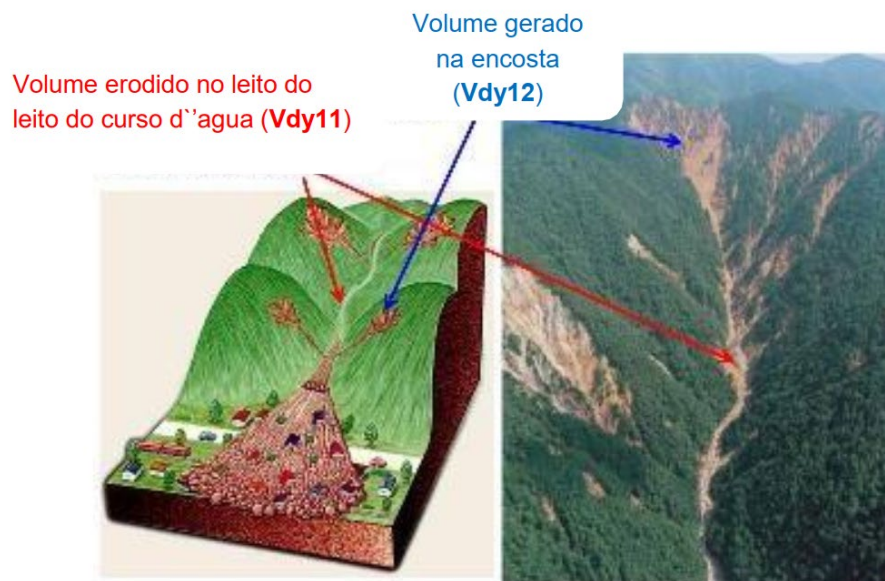


Figura 11 - Volumes de sedimentos transportados no leito e decorrentes de movimentos de massa

Assim, a Equação 1 apresenta as parcelas que compõem o volume potencial de sedimentos que pode ser gerado na bacia hidrográfica de estudo.

$$V_{dy1} = V_{dy11} + V_{dy12} \quad \text{Equação 1}$$

3.5.3.1. Volume potencial de sedimentos acumulados no canal ou talvegue (V_{dy11})

O material mobilizável advindo do leito do canal ou talvegue (V_{dy11}) é calculado multiplicando-se o comprimento do canal ou talvegue pela média da área do material erodível depositado no leito. Esse procedimento é repetido para todos os canais e talvegues da bacia hidrográfica. As equações 02 e 03 sintetizam estes cálculos.

$$V_{dy11} = A_{dy11} \times L_{dy11} \quad \text{Equação 2}$$

$$A_{dy11} = B_d \times D_e \quad \text{Equação 3}$$

Onde:

V_{dy11} : volume de sedimentos mobilizáveis acumulado no leito do canal (m^3)

A_{dy11} : área média do material mobilizável acumulado no leito do canal (m^2)

L_{dy11} : comprimento do talvegue do seu início até o ponto de referência (m)

B_d : largura média da seção do talvegue onde se avalia que haverá erosão (m)

D_e : profundidade média da massa mobilizável acumulada no canal (m)

Os parâmetros indicados acima podem ser estimados com base em inspeções de campo, a partir do acesso a um canal da bacia de ordem 1, conforme critério de hierarquização da rede de canais estabelecida por Strahler, que é usualmente empregada em estudos geomorfológicos e hidrológicos. O comprimento L_{dy} 11 é determinado a partir da extensão do comprimento do talvegue avaliado considerando a sua ordem estabelecida a partir do método de Strahler. É importante que a estimativa desses parâmetros leve em consideração as variações na inclinação das encostas, bem como a presença de afloramentos rochosos e desníveis em forma escalonamento da seção longitudinal do canal.

As observações de campo e usos de trena e inclinômetros de mão feitas por experientes especialistas japoneses, permitem em geral estimar essas profundidades e larguras. Mas, quando possível, é recomendável a realização de sondagens à trado, à percussão ou rotativas, para maior confiabilidade. Deve-se considerar, entretanto, que em depósitos associados a fluxos de detritos a presença de blocos rochosos de diferentes dimensões pode limitar o avanço dessas sondagens, resultando frequentemente em recusa prematura sem que isso represente necessariamente a presença de um horizonte rochoso contínuo. Em situações em que se busca melhorar a estimativa da espessura do material mobilizável ao longo do canal, métodos geofísicos de investigação rasa ou levantamentos realizados com sensores instalados em plataformas aéreas podem ser utilizados de forma complementar, permitindo uma avaliação preliminar da geometria dos depósitos. Esses métodos, quando disponíveis, devem ser empregados como apoio às observações de campo, não substituindo as investigações diretas necessárias ao projeto das estruturas.

Como no Japão existem muitos levantamentos das características de diversos fluxos de detritos ocorridos ao longo de cerca de 70 anos, sabe-se que para as condições geológicas japonesas não são comuns profundidades erodíveis superiores a 5 m para sedimentos acumulados nas calhas dos rios. A Figura 12 apresenta um exemplo de correlação entre o número de eventos de fluxo de detritos registrados e suas respectivas profundidades médias erodíveis para levantamentos realizados no Japão.

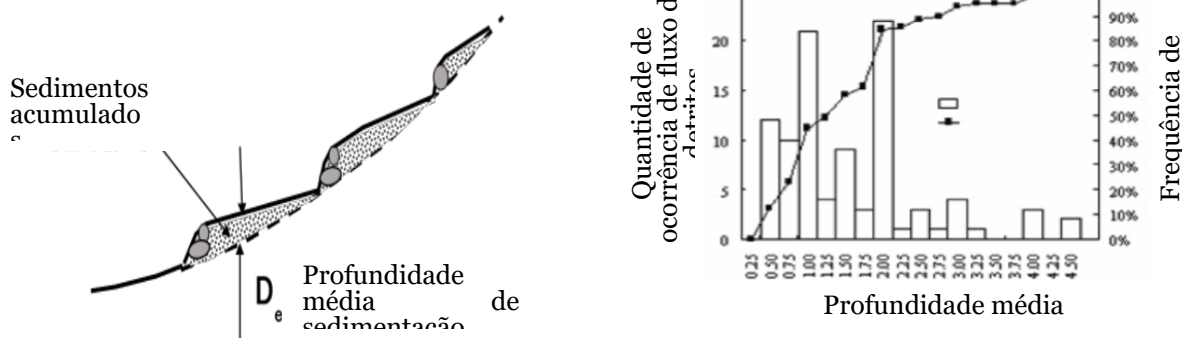


Figura 12 - Esquema ilustrativo para a estimativa dos parâmetros B_d e D_e .

3.5.3.2. Volume de sedimentos advindo de rupturas de encostas (V_{dy12})

A estimativa do material mobilizável advindo das encostas (V_{dy12}) pode ser realizada de duas formas: (i) quando há disponibilidade de dados de campo, mapeamento e modelos de ruptura de encosta e (ii) quando não há disponibilidade de dados e informações mais específicas que permitam a estimativa.

i) Quando há possibilidade de dados de campo

Neste caso, inicialmente, deve-se identificar as encostas passíveis de ruptura na bacia, partindo-se do mapa de suscetibilidade. Para tal, utilizam-se dados obtidos de ensaios realizados *in loco*, a partir de sondagens, e, também, de resultados de laboratório com base em amostras de solo coletadas na bacia hidrográfica estudada. O histórico de rupturas anteriores também pode ser adotado para melhor caracterização dos locais passíveis de colapso. Com essas informações pode-se utilizar algum método de cálculo de estabilidade de encostas para definir o volume mobilizável. Embora o rompimento da encosta tenda a aumentar o volume estimado devido ao empolamento do material, esse efeito pode ser desprezado em estudos preliminares e de caráter prático.

Em situações nas quais se busca aprimorar o reconhecimento preliminar das encostas e da espessura de materiais potencialmente mobilizáveis, podem ser empregados métodos complementares de investigação, como técnicas de sensoriamento remoto ou levantamentos geofísicos rasos. Conforme mencionado anteriormente neste Manual, esses métodos podem auxiliar na identificação de setores da bacia com maior potencial de geração de detritos e no direcionamento das investigações de campo, possuindo caráter complementar às observações e levantamentos diretos necessários à análise de estabilidade das encostas.

ii) Quando não há disponibilidade de dados e informações mais específicas

Quando não é possível realizar levantamentos e coletas de dados para ensaios mais específicos, adota-se metodologia semelhante à utilizada para a estimativa do material mobilizável no leito do canal ou talvegue. Nessa abordagem, considera-se que, em uma rede de canais com ramificações, hierarquizada segundo o critério de Strahler, as rupturas de encosta ocorrem nos trechos de ordem zero. Esses trechos são definidos a partir das curvas de nível do terreno nas situações em que “a” é maior que “b”, conforme ilustrado na Figura 13. Os trechos de ordem 1 iniciam-se nos pontos em que $a = b$.

Tomando como referência o sentido jusante–montante, considera-se que, a partir do ponto final dos trechos de ordem 1, conforme a hierarquização de Strahler, até o ponto mais a montante na cabeceira da bacia, desenvolvem-se os trechos de ordem zero. Esses trechos correspondem às porções mais a montante das vertentes, onde frequentemente ocorrem processos de instabilização, com liberação de material mineral que pode ser posteriormente incorporado ao fluxo de detritos no canal. A área de sedimentos mobilizáveis provenientes da encosta (V_{dy12}) será determinada de forma análoga à utilizada para a definição da área de sedimentos mobilizáveis provenientes do leito (V_{dy11}). A Figura 14 ilustra a caracterização dos trechos de talvegues de ordem zero e daqueles de ordem superior.

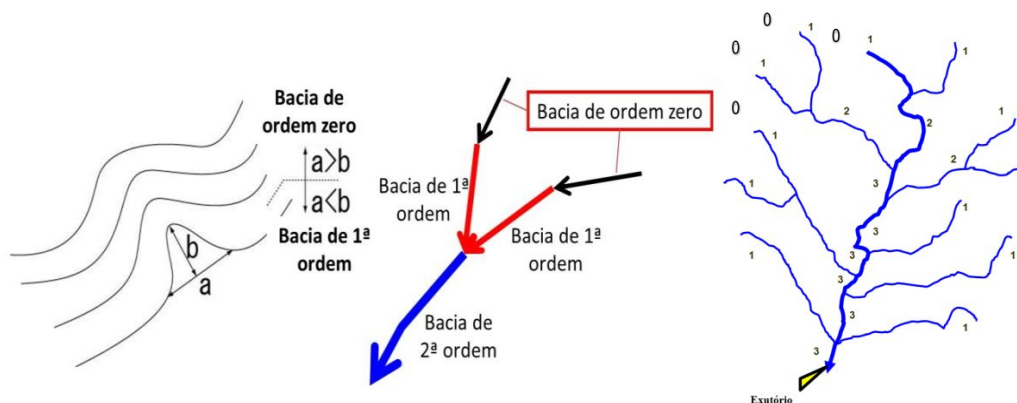


Figura 13- Hierarquização da rede de drenagem segundo o critério de Strahler.

Assim, a expressão para o cálculo do volume de material advindo de rupturas de encostas (V_{dy12}) para cada vale de ordem zero é determinada com base nas Equações 04 e 05:

$$V_{dy12} = \sum (A_{dy12} \times L_{dy12}) \quad \text{Equação 4}$$

$$A_{dy12} = \sum (B_{d12} \times D_{e12}) \quad \text{Equação 5}$$

Onde:

V_{dy12} : volume de sedimento mobilizável proveniente das encostas (m^3)

$A_{dy\ 12}$: área média do material mobilizável proveniente da encosta (m^2)

$L_{dy\ 12}$: comprimento do talvegue de ordem 0 (m)

B_{d12} : largura média da seção do talvegue onde se avalia que haverá erosão (m)

D_{e12} : profundidade média da massa mobilizável da encosta (m).

A Figura 14 apresenta um layout geral para determinação dos comprimentos referentes às vertentes das bacias de ordem 0, ilustrando uma indicação hipotética dos trechos de uma bacia hidrográfica caracterizados como de ordem zero e de ordem maiores que zero. O trecho de escoamento estimado para o fluxo de detritos inclui os afluentes (Figura 15) que convergem para o ponto de referência considerado para a barreira.

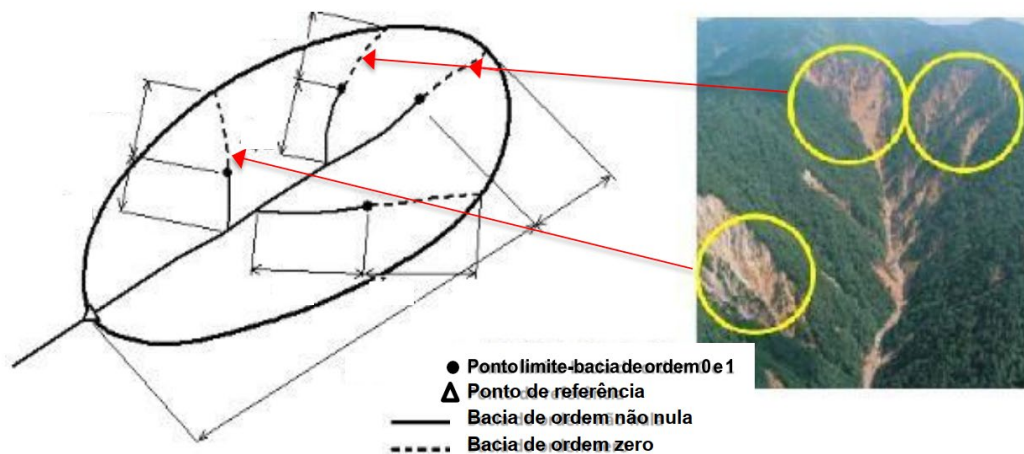


Figura 14 - Esquema dos comprimentos das bacias de ordem zero e de ordem maiores que zero

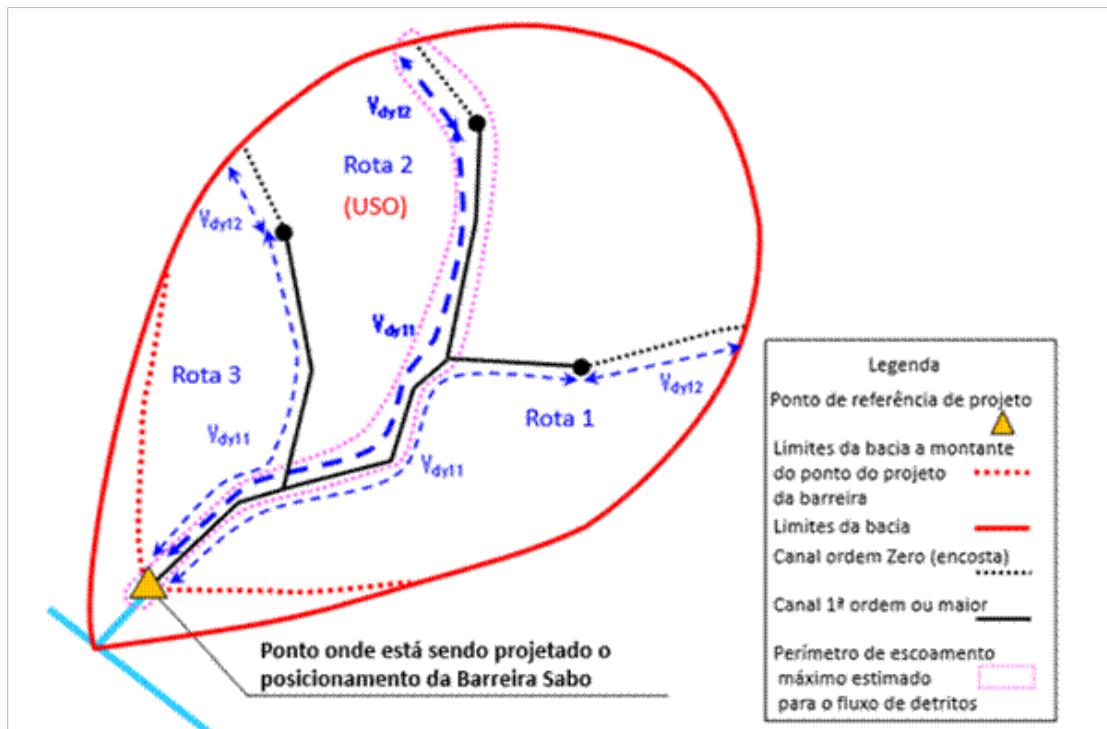


Figura 15 - Trecho de escoamento estimado para o fluxo de detritos (Diagrama Conceitual)

Fonte: Elaborada pelo Projeto

Em regiões montanhosas, como a Serra do Mar, nos estados de São Paulo e Rio de Janeiro, há registros de eventos de fluxo de detritos associados a centenas de escorregamentos. Nessas condições de escorregamentos múltiplos, pode-se empregar a correlação semiempírica proposta por Massad (2002, 2025):

$$A_e = \frac{c_d}{(1-c_d)} \cdot \frac{I'_1}{e} \cdot \frac{(1-p)}{(1-n)} \quad \text{Equação 6}$$

Onde:

A_e : fração da área passível de escorregar, em relação a área total (A)

c_d : concentração de sólidos no volume total do fluxo de detritos, a ser definida mais adiante;

I'_1 : a intensidade de chuva 1 h antes do fluxo de detritos, em mm/h;

e : espessura média dos escorregamentos na região, equivalente a De_{12} , definido acima;

p : fração do volume total dos sedimentos passíveis de erosão, do leito dos talvegues e das margens, igual a V_{dy11}/V_{dy1} ,

n : Porosidade do material sedimentado

A Figura 16 de Massad (2025) mostra a validade desta correlação para vários eventos reais. Note-se que confirma a adoção de $n=40\%$. Uma vez calculado A_e , determina-se o valor V_{dy1} , isto é, o volume potencial de sedimentos que pode ser gerado nos talwegues (V_{dy11}) e nas encostas (V_{dy12}) da bacia hidrográfica, pela expressão:

$$V_{dy1} = A_e \cdot A \cdot e = \frac{c_d}{(1-c_d)} \cdot \frac{(1-p)}{(1-n)} \cdot I'_1 \cdot A \quad \text{Equação 7}$$

Onde:

A : área total da bacia hidrográfica.

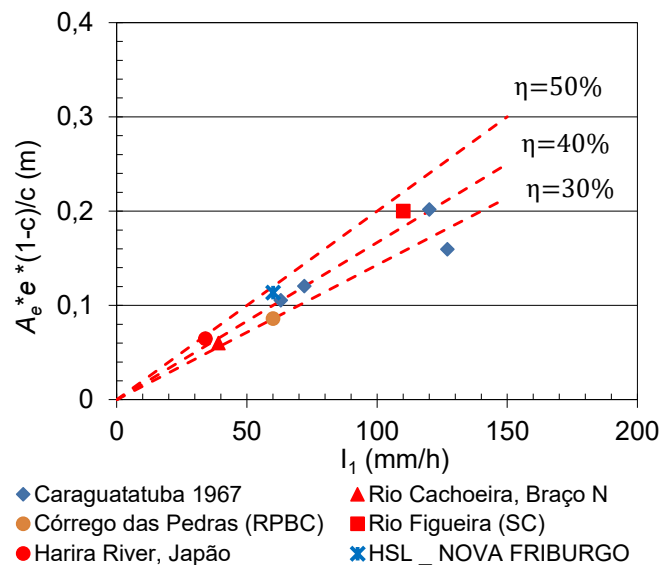


Figura 16 - Correlação semiempírica entre área escorregada (A_e) e I_1

Conforme anteriormente apresentado, os valores de V_{dy11} e V_{dy1} para os diferentes canais são determinados por meio de levantamentos de campo. Para cada canal, estabelece-se a relação V_{dy11}/V_{dy1} e calcula-se o valor de V_{dy1} da bacia como um todo, com base nas Eqs. 6 e 7. No caso de múltiplos canais, o cálculo é realizado individualmente para cada canal, adotando-se, para a bacia, uma média ponderada em função das áreas de contribuição correspondentes.

Em linhas gerais, como premissa de projeto, considera-se comumente a ocorrência de apenas um fluxo de detritos por vez. Portanto, para a avaliação dos volumes de fluxo de detritos (V_T , ver item 3.10), deve-se considerar o canal de maior dimensão, capaz de gerar o maior volume de fluxo (p. ex.: Rota 2, Figura 15). A análise deve contemplar exclusivamente o volume potencial de sedimentos a ser gerado nesse único canal (V_{dy1}), o qual deve ser comparado com o volume de sedimentos passível de ser transportado (V_{dy2}), conforme o procedimento apresentado a seguir. O menor desses valores deve ser adotado

considerando o representativo do volume a ser carregado pelo fluxo de detritos (V_T), que dará de base ao cálculo das forças hidrodinâmicas (F) sobre o corpo da barreira (Capítulo 5, item 5.4.5.1).

Existem correlações entre os volumes de sedimentos (V_T) e a vazão de pico do fluxo de detritos (Q_s , ver Item 3.11). Dessa forma, torna-se possível proceder ao cálculo da velocidade do fluxo de detritos (U) e, subsequentemente, das forças hidrodinâmicas sobre o corpo da barreira.

3.5.3.3. Volume de sedimento passível de ser transportado em um evento de chuva com um dado tempo de retorno (V_{dy2})

O volume de sedimentos, passíveis de serem transportados por um certo evento de chuva, é dado por formulação empírica obtida a partir da experiência japonesa conforme Equação 8, apresentada a seguir:

$$V_{dy2} = \frac{10^3 \cdot P_p \cdot A}{1-n} \cdot \left(\frac{C_d}{1-C_d} \right) \cdot K_{f2} \quad \text{Equação 8}$$

Onde:

V_{dy2} : volume de sedimentos passível de ser transportado (m^3)

P_p : precipitação máxima diária no período de retorno adotado (mm)

A : área da Bacia Hidrográfica (km^2)

n : porosidade do material sedimentado (0,4)

K_{f2} : taxa de correção do escoamento em relação à área da bacia hidrográfica ($0,1 < K_{f2} < 0,5$).

A concentração de sólidos no volume total do fluxo de detritos C_d é obtida pela fórmula de concentração de Takahashi. Esta fórmula é usada principalmente para talvegues com inclinação entre 10° e 20° , contudo pode ser aplicada em trechos com inclinação mais suave. Vale destacar que quando o valor de cálculo (C_d) for maior que $0,9C_*$, deve ser mantido em $C_d=0,9C_*$ e quando for menor que $0,3$, deve ser mantido em $C_d=0,30$.

$$C_d = \frac{\gamma_w \times \tan i}{(\alpha - \gamma_w)(\tan \Phi - \tan i)} \quad \text{Equação 9}$$

Onde:

C_d : concentração de sólidos no volume total do fluxo de detritos ($0,3 \leq C_d \leq 0,54 (= 0,9C_*)$)

C^* : taxa de sólidos sedimentados no leito do talvegue potencialmente transportáveis (instáveis) por um fluxo de detritos (aprox. 0,6).

a : peso específico dos sólidos grosseiros (aprox. 25,5kN/m³)

γ_w : peso específico da água com lama (aprox. 12 kN/m³)

Φ : ângulo de atrito interno do material sedimentado (30° a 40°, comumente usa-se 35°)

A inclinação do leito do talvegue, i , é definida a partir da inclinação média de um trecho de aproximadamente 200 m a montante do ponto de projeto da barreira, com base na topografia atual do local, anterior à obra. Quando esse trecho de 200 m não representa adequadamente as condições da bacia, devem ser adotados trechos mais adequados às características de cada talvegue. Nos casos de talvegues pequenos, em que a distância entre o ponto de projeto da barreira e o ponto mais distante da bacia seja inferior a 200 m, a inclinação média é determinada considerando todo esse trecho disponível.

3.5.3.4. Precipitação máxima diária para o período de retorno adotado

(P_p)

A definição da precipitação máxima diária vinculada ao tempo de retorno considerado no estudo é feita a partir do cálculo de frequências das precipitações máximas diárias anuais obtidas da série temporal mais próxima à bacia hidrográfica estudada. No caso das barreiras SABO, na ausência de melhores definições referentes ao valor a ser assumido, recomenda-se a adoção do tempo de recorrência de mínimo de 100 anos.

Ressalta-se que o desencadeamento de movimentos de massa capazes de evoluir para fluxos de detritos nem sempre está associado apenas ao valor máximo de precipitação diária. Em muitos casos, esses processos estão relacionados à combinação entre intensidades de chuva em intervalos curtos e precipitações acumuladas em períodos antecedentes, que condicionam o grau de saturação dos materiais presentes nas encostas (Ehrlich et al. 2021). Essas relações são frequentemente expressas por meio de curvas de limiar pluviométrico, cuja forma depende das características geológicas, geomorfológicas e hidrológicas da região. Ainda assim, para fins de planejamento e dimensionamento das medidas de controle em escala de bacia, a adoção da precipitação máxima diária constitui uma simplificação prática que permite estabelecer uma referência hidrológica consistente para os cálculos apresentados neste manual.

Conforme descrito por Naghettini & Pinto (2007), em uma análise de frequência o técnico procura selecionar dentre as diversas distribuições candidatas, aquela que parece ser a mais capaz de sintetizar as principais características estatísticas amostrais, podendo-se resumir a análise de frequência nas seguintes etapas:

- a) optar pela utilização de séries anuais ou séries de duração parcial;
- b) avaliar os dados das séries, quanto aos atributos de homogeneidade, independência e representatividade;
- c) propor uma ou algumas distribuições teóricas de probabilidade, com a estimativa de seus respectivos parâmetros, quantis e intervalos de confiança, seguida da verificação de aderência à distribuição empírica;
- d) Realizar a identificação e tratamento de eventuais pontos atípicos, com possível repetição de algumas etapas precedentes;
- e) Selecionar o modelo distributivo mais apropriado.

No Item 3.9.2.1 indica-se como proceder para o cálculo da precipitação máxima diária, para um dado tempo de retorno, com base em curvas IDF.

3.5.3.5. Taxa de correção do escoamento em relação a área da bacia (K_{r2})

A taxa de correção (K_{r2}) é obtida a partir do gráfico apresentado na Figura 17, que correlaciona a área de drenagem com o fator de correção. A equação que define a curva é apresentada no próprio gráfico. O ajuste foi realizado com base na correlação entre o volume de detritos mobilizados e acumulado pluviométrico das chuvas de 24 horas para diversas ocorrências de fluxo de detritos no Japão.

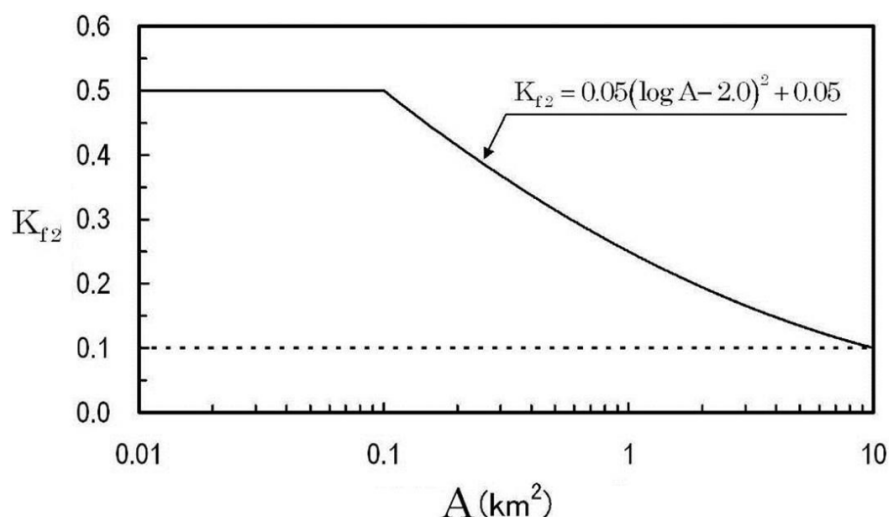


Figura 3- Cálculo do coeficiente de correção

Fonte : Manual of Technical Standard for establishing SABO master plan for debris flow and driftwood, MLIT SABO Planning Division SABO Department

3.6. Volume de Troncos

O volume de troncos a ser considerado no projeto da Barreira SABO consiste naquele referente às árvores que são arrastadas pelo fluxo de detritos até o ponto de referência. Cabe ressaltar, como já foi dito, que esse volume irá se somar ao volume de sedimentos para compor o volume de fluxo de detritos a ser considerado no projeto.

A estimativa desse volume de troncos é feita com base em levantamento de campo na bacia estudada. Contudo, havendo registros que permitam correlacionar o volume de troncos produzidos por fluxos de detritos anteriores com a área de drenagem da bacia hidrográfica, pode-se buscar alguma correlação que permita uma estimativa expedita desse volume.

Neste manual, o volume de troncos é expresso na forma do volume vegetal sólido (não inclui o volume de vazios), e deve ser calculado considerando que não há intervenções para contenção do fluxo de detritos. A Figura 18 resume as etapas para a estimativa do volume de troncos:

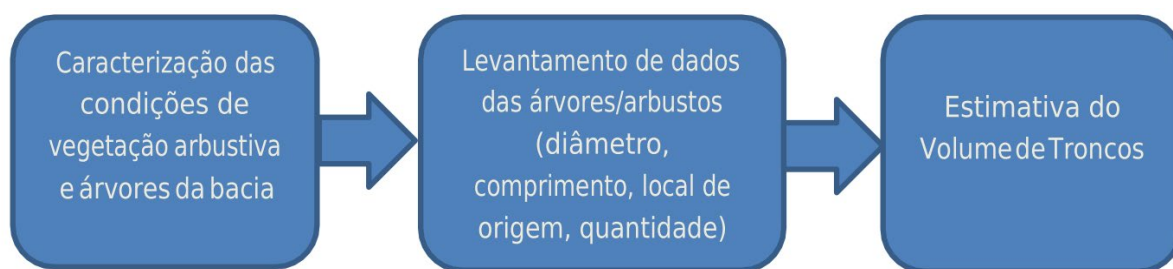


Figura 4- Etapas para o cálculo do volume de troncos

3.6.1. Caracterização das condições de vegetação arbustiva e árvores na bacia

A caracterização da vegetação na área de estudo busca identificar as espécies de árvores e arbustos que podem ser carregadas no caso de um evento de fluxo de detritos. No momento da inspeção em campo deve-se observar as árvores que estão em pé, bem como aquelas que estão caídas e procurar identificar os movimentos que podem deflagrar ou ter deflagrado a movimentação da árvore ou tronco tombado. A Tabela 5 resume a possibilidade de origem do tronco e movimentações das espécimes vegetais.

Tabela 1 - Origem e causas de movimentação de árvores, arbustos e troncos

Origem volume de tronco	Possível causa de movimentação da espécime
Espécimes de árvores/arbustos em pé	<ol style="list-style-type: none"> 1. Queda por ocorrência de rupturas de encostas. 2. Queda por fluxo de detritos. 3. Queda devido a erosão nas margens e fundo do talvegue.
Espécimes de árvores/arbustos tombadas naturalmente	<ol style="list-style-type: none"> 4. Tombadas por tufões ou danos decorrentes de insetos/outros animais 5. Tombadas por fluxos de detritos

A identificação das causas que possam originar a presença de troncos no fluxo de detritos é fundamental para estimar os danos passíveis de serem causados a jusante da bacia. Para tal, faz-se necessário a estimativa do diâmetro, comprimento, volume e local de origem da produção de troncos. A identificação das áreas passíveis de produzirem troncos deverá considerar locais de solos menos coesivos, com topografia acentuada (locais considerados sensíveis em momentos de chuvas

torrenciais), e aqueles onde ocorram vestígios de eventos de fluxo de detritos anteriores.

3.6.1.1. Levantamentos de dados das árvores/arbustos

O levantamento dos dados das árvores/arbustos deve ser realizado com base em vistorias de campo e pode ser complementado por meio de fotos aéreas e da avaliação das características dos troncos carregados em desastres anteriores. O principal objetivo do levantamento consiste em informações sobre o diâmetro e a altura dos troncos das árvores de forma a permitir a estimativa do volume desse material.

Para tal, devem-se realizar amostragens nas áreas identificadas como passíveis de contribuir com a produção de troncos durante um evento de fluxo de detritos. Na amostragem são consideradas parcelas de 10 m x 10 m (Figura 19), dentro das quais o diâmetro na altura do peito (DAP) e altura média das árvores/arbustos são medidos considerando cada espécime em separado. Assim, pode-se estimar a altura e espécies de árvores, bem como a densidade de árvores nas áreas de ocorrência de ruptura de encostas e fluxo de detritos. Com essa avaliação é possível classificar áreas com características vegetais similares.

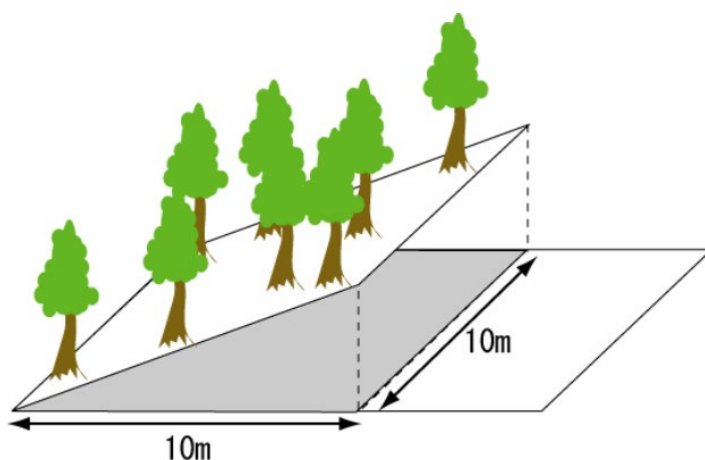


Figura 5 - Quadrante para levantamento dos dados das espécimes vegetais.

3.6.1.2. Estimativa do volume de troncos

A partir do levantamento de dados *in loco* são obtidas as seguintes informações:

- *Densidade de árvores*: quantidades de espécies e troncos caídos / 100m²
- *Diâmetro*: Diâmetro à Altura do Peito (DAP) de espécies e troncos caídos;
- *Altura*: Altura ou comprimento das árvores e troncos caídos.

Estas informações são empregadas para o cálculo do volume de troncos gerado a partir das equações 07 e 08. Quando a área de influência da ruptura de encosta ou do fluxo de detritos tem mais de uma espécie de árvores, o cálculo deverá ser

realizado por espécie e somado. Uma atenção especial deve ser dada ao Fator de Forma (Kd), que visa corrigir o volume teórico calculado a partir do diâmetro médio da árvore/tronco na altura do peito (DAP). A Figura 20 apresenta os valores dos coeficientes Kd em função da altura da árvore para espécies típicas japonesas.

$$V_{wy} = \frac{B_d \times L_{dy13}}{100} \times \sum V_{wy2} \quad \text{Equação 10}$$

$$V_{wy2} = \frac{\pi (DAP)^2}{4} \times H_w \times K_d \quad \text{Equação 11}$$

Onde:

V_{wy} : volume de troncos gerado (m^3)

B_d : largura média do leito do talvegu prevista para o fluxo de detritos (m)

L_{dy13} : distância do trecho em estudo, do ponto onde se calcula o volume de troncos produzido até o limite da bacia (m)

V_{wy2} : volume de cada espécie existente na área (m^3)

H_w : altura (comprimento) da árvore/tronco (m)

DAP: diâmetro à altura do peito (m)

$\sum V_{wy2}$: somatório do volume de árvores na área de amostragem ($m^3/100m^2$)

Kd : coeficiente do diâmetro à altura do peito (DAP) (Fator de Forma)

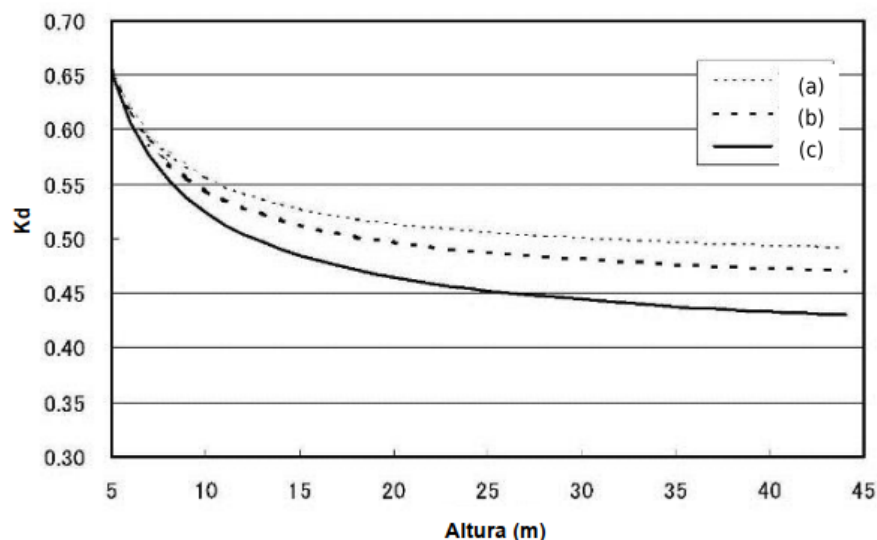


Figura 6 - Coeficiente Kd em função da altura para espécies típicas japonesas:

(a) *Picea yezoensis*; *Abies sachalinensis*; (b) *Chamaecyparis obtuse*; *Chamaecyparis pisifera*; *Thujopsis dolabrata*; *Sciadopitys verticillata*; (c) *Juniperus virginiana*; *Pinus*; *Abies firma*; *Tsuga diversifolia*.

Considerando as diferenças entre as espécies vegetais existentes no Brasil e no Japão, faz-se necessário o levantamento dos coeficientes K_d para as espécies vegetais brasileiras, geralmente presentes em áreas sujeitas a risco de fluxo de detritos. Na literatura relacionada à engenharia florestal existem diversas formulações empíricas para cálculo de volume de espécies vegetais brasileiras, contudo, não são comuns publicações com valores de K_d para essas espécies.

Uma forma de obter esses valores busca aplicar as equações hipsométricas existentes para espécies vegetais brasileiras (equações que correlacionam o volume da árvore em função da sua altura), de forma a correlacionar a razão entre o volume esperado para uma árvore, com uma dada altura, na qual se considere o DAP médio e o volume real da árvore com a altura associada.

A título experimental este procedimento foi empregado com base em equações hipsométricas de Soares et al. (2011) para espécies brasileiras, com resultados aparentemente razoáveis. Contudo, avalia-se a necessidade de mais estudos para consolidar curvas dessa natureza para o Brasil. A Figura 21 traz resultados do procedimento descrito que apresentaram bons ajustes.

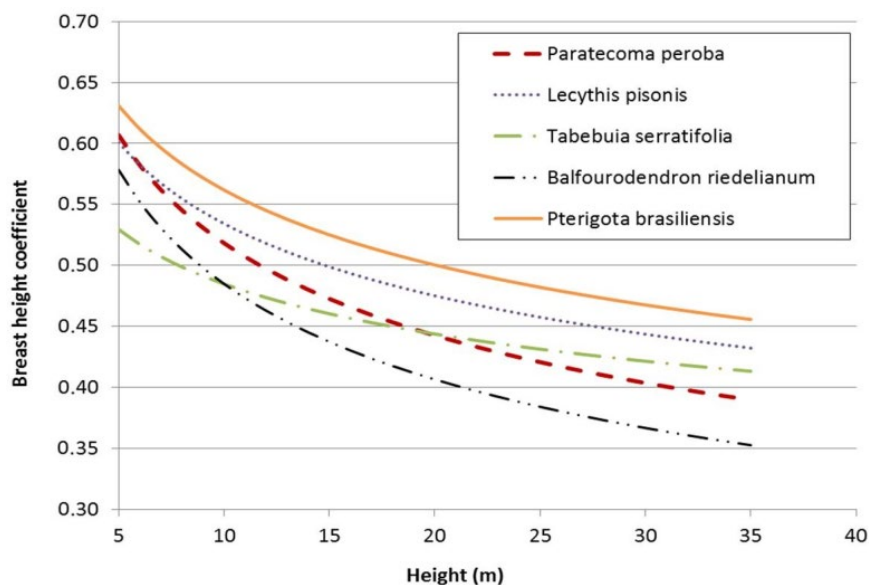


Figura 7 - Coeficiente K_d em função da altura para espécies típicas brasileiras

3.6.1.3. Volume de troncos a ser considerado no projeto

O volume de troncos a ser considerado consiste naquele que efetivamente chegará ao ponto de referência. Tendo em vista que há possibilidade de perdas de biomassa por trituração ao longo do percurso do fluxo de detritos, considera-se um percentual do volume total de troncos calculado (V_{wy}) para a bacia de estudo, a partir de um coeficiente K_w . A Equação 12 apresenta o cálculo para a obtenção do volume de troncos (V_w) a ser considerado no projeto.

$$V_w = V_{wy} \times K_w$$

Equação 12

Onde:

V_w : volume de troncos carregados a ser considerado no plano (m^3)

K_w : porcentagem do fluxo de troncos gerado que chega ao final da bacia hidrográfica. Quando não há contramedidas implantadas na bacia, pode-se considerar o percentual de 0,8 a 0,9.

3.7. Plano de posicionamento definitivo da Barreira SABO

3.7.1. Considerações gerais sobre o plano de posicionamento definitivo

A fim de definir a posição definitiva da barreira para a continuidade do projeto de engenharia, deve-se realizar a etapa chamada de “plano de posicionamento”, que neste manual é tratada como o posicionamento de precisão do eixo da Barreira SABO no terreno. Ressalta-se a importância de identificar a topografia de detalhe e as condições da geologia da fundação da Barreira SABO no local, a fim de dar subsídios à execução da obra. É desejável, sempre que possível, que a instalação da barreira seja assentada em rocha sã, tanto no leito como nas margens. No entanto, é possível fazer a instalação sobre uma camada solo, desde que este tenha capacidade de suporte adequada aos carregamentos impostos pelas dimensões e tipologia da Barreira SABO: permeável ou impermeável.

Caso a barreira seja posicionada sobre uma camada de solo, haverá o risco de erosão acentuada no leito a jusante e erosões nas margens devido à água que transborda, sendo necessário o projeto e construção da calha de dissipação ou uma barreira complementar para proteger a parte a jusante. O plano de posicionamento deve ser analisado de acordo com os dois casos descritos na Tabela 6.

Tabela 6 - Considerações sobre o posicionamento da barreira

Trecho	Modalidade do movimento de massa	Finalidade da implantação da barreira	Trecho do posicionamento

Talvegue do fluxo de detritos	Fluxo de detritos	Caso 1: Prevenção da iniciação do fluxo de detritos para contenção e retenção dos materiais passíveis de deslizamento, antes que estes atinjam a liquefação	Região de material potencialmente instável
		Caso 2: Retenção do fluxo de detritos	Região de escoamento e deposição

Caso 1: Barreira com a finalidade de prevenção da iniciação do fluxo de detritos


Quando a área de geração de material para fluxos de detritos na bacia hidrográfica é bem definida — ou seja, quando existem encostas claramente suscetíveis a deslizamentos ou processos erosivos — a barreira pode ser utilizada como medida preventiva. Seu objetivo principal é reter o material mobilizado, antes que este atinja a liquefação. Assim, a barreira deve ser posicionada na extremidade jusante desse trecho, de modo a impedir a progressão da geração de novos materiais. Em trechos extensos, recomenda-se a implantação de múltiplas barreiras. No Japão, esse tipo de barreira é empregada em locais nos quais a limitação de áreas disponíveis para moradias e torna-se viável porque são utilizados, inclusive, helicópteros para o transporte de operários, equipamentos e materiais de construção. No Brasil, entretanto, em razão dos custos envolvidos, esse tipo de barreira é frequentemente considerada inviável.

Caso 2: Barreira com a finalidade de retenção do fluxo de detritos

A barreira destinada à retenção de fluxos de detritos deve ser posicionada no trecho de escoamento ou deposição desses fluxos, com porte compatível com o volume de material transportado. Quando houver grande volume de material proveniente da parte a montante da bacia hidrográfica, recomenda-se a implantação de múltiplas barreiras. Adicionalmente, é desejável a implantação, a jusante da barreira principal, de um canal de escoamento com seção suficiente para conduzir com segurança os volumes correspondentes à cauda do fluxo de detritos.

3.7.2. Análise do posicionamento

O posicionamento definitivo da barreira exige análise atenta da inclinação do leito em topografia de detalhe (escala 1:500). Além disso, é necessário



considerar a análise geotécnica, facilidade de execução da obra, a existência ou não de rupturas nos arredores, a relação espacial com as instalações e equipamentos existentes nas proximidades, o impacto na paisagem, dentre outros.

Em muitas situações, especialmente em bacias hidrográficas de maior extensão ou com elevada disponibilidade de material mobilizável, a adoção de mais de uma Barreira SABO ao longo do talvegue pode constituir uma estratégia eficiente de controle dos fluxos de detritos. Nesse contexto, as estruturas passam a atuar de forma complementar, promovendo a retenção progressiva de sedimentos e contribuindo para a redução gradual do volume de material transportado ao longo do canal. Dessa forma, as barreiras podem ser concebidas como parte de um sistema integrado de controle da dinâmica sedimentar da bacia hidrográfica, no qual diferentes estruturas atuam sucessivamente na retenção e no armazenamento temporário do material transportado ao longo do sistema de drenagem.

(1) Quanto à inclinação do leito

A barreira deve ser posicionada num trecho que apresenta inclinação do leito compatível com a finalidade de sua implementação: se Caso 1 ou Caso 2, comentados anteriormente (ver a Tabela 6). Um trecho com inclinação suave tem um melhor desempenho em termos de efetividade de retenção de sedimentos, pois a extensão para deposição natural dos materiais carreados se torna mais longa. Contudo, caso exista a montante do local de posicionamento outra barreira ou um ponto de mudança de declividade, como uma cachoeira por exemplo, o espaço da retenção é menor.

(2) Quanto à topografia

A barreira deve ser posicionada em local onde a topografia possua um vale com margens mais elevadas do que a altura da barreira em ambas as extremidades laterais (ombreiras), pois é necessário que o corpo da barreira se apresente perfeitamente encaixado nessas encostas de ombreiras. Deve-se selecionar um ponto estável das margens de inserção das ombreiras, preferencialmente rochoso, evitando locais de ruptura ou com cicatrizes de rupturas pré-existentes. Além disso, quando possível, é mais eficiente posicionar a barreira próxima da saída da bacia hidrográfica selecionada, para proteger as ocupações existentes, a fim de reter o maior volume do material sólido carreado.

(3) Quanto à largura do vale

Do ponto de vista econômico, é preferível que o corpo da barreira seja posicionado a montante de um ponto de estreitamento do vale, a fim de permitir

maior espaço de retenção de sedimentos. No entanto, quando a largura do canal é estreita, tem-se os denominados “desafios de vales estreitos”. Nessa situação, deve-se atentar para os seguintes aspectos:

- Aumento do custo das ações para desvio temporário do curso do rio durante as etapas da obra.
- Aumento do custo com a ampliação do porte da obra de proteção contra a erosão a jusante da barreira, já que há uma tendência de maior altura de queda da lâmina d'água que transborda do vertedor, sendo necessário também o aumento da altura das asas.

(4) Quanto ao material superficial do terreno

É desejável implantar a barreira onde haja rocha resistente nas margens e no leito do canal, para prevenir que a água que transborda cause danos pela erosão acentuada no terreno a jusante e nas margens, mas nem sempre se tem um cenário favorável. Há casos em que a barreira terá que ser posicionada mesmo em condições desvantajosas, a depender do objetivo da implementação da barreira, como por exemplo do Caso 1 da Tabela 6. Quando não houver rocha no leito do canal, deve-se proteger o terreno situado a jusante, de modo a evitar a erosão na base da estrutura, projetando a base da calha de dissipação, a barreira complementar e outros equipamentos, conforme necessário.

(5) Quanto à facilidade de execução da obra

O posicionamento da barreira deve ser definido de forma que não haja dificuldade de acesso para equipamentos e trabalhadores para a execução da obra (lançamento de concreto e outras etapas). Ainda na fase de planejamento, é desejável se ter analisado de forma realista este posicionamento, pois há uma tendência de aumento de gastos quando o local escolhido dificulta a execução da obra.

(6) Quanto às construções pré-existentes nas proximidades

O espaço situado à montante da barreira destina-se a retenção do fluxo de detritos. Dessa forma, deve-se analisar cuidadosamente a viabilidade do posicionamento da barreira, caso neste espaço possam existir residências, estradas, captação de água etc.

(7) Quanto ao impacto na paisagem

A construção de uma estrutura de concreto dentro de um vale promove grandes mudanças na paisagem original. Na proximidade de unidades de conservação,

onde não é desejável mudanças na paisagem, deve-se analisar o posicionamento buscando minimizar o impacto na paisagem.

(8) Quanto ao acesso para manutenção e remoção de detritos

Deve-se considerar, no posicionamento da barreira, a existência ou a possibilidade de implantação de acessos que permitam a realização de atividades de manutenção e remoção de detritos acumulados a montante da estrutura após a ocorrência de eventos de fluxo de detritos. Essas atividades frequentemente demandam o emprego de equipamentos de terraplenagem, como escavadeiras e caminhões, sendo necessária a previsão de caminhos de serviço ou áreas adequadas para a operação desses equipamentos. A ausência de condições adequadas de acesso pode dificultar ou inviabilizar a remoção dos materiais acumulados, comprometendo a capacidade de retenção da barreira ao longo do tempo.

3.7.3. Análise da direção do fluxo em relação ao corpo da Barreira SABO

Durante as cheias, o escoamento que transpõe a barreira deve ocorrer perpendicularmente à abertura do vertedouro. O eixo da barreira é definido ao longo da linha a montante do vertedouro e constitui a referência para o cálculo do volume de retenção de projeto, bem como para a aplicação dos carregamentos previstos. O planejamento e o dimensionamento da barreira, incluindo a definição da altura total do corpo e da altura útil, devem ser realizados com base nesse eixo.

Na ocorrência de fluxos de detritos, é esperado o transbordamento ao longo de todo o vertedouro, devendo-se adotar medidas para evitar impactos erosivos nas margens. Para isso, recomenda-se que o eixo longitudinal da barreira seja disposto perpendicularmente ao vertedouro, tanto a montante quanto a jusante. Quando a implantação ocorrer em trecho curvo, deve-se, preferencialmente, orientar o trecho jusante da barreira de forma perpendicular ao vertedouro. Caso essa condição não possa ser atendida, deve-se prever uma barreira complementar perpendicular à linha central do fluxo, associada a obras de proteção das margens, a fim de prevenir processos erosivos a jusante da barreira principal.

No caso de barreiras permeáveis, esta fica vazia até que ocorra o fluxo de detritos, assim é desejável que a mesma esteja perpendicular à direção do escoamento a montante, a fim de que a parte permeável retenha o fluxo de detritos. Portanto, deve-se evitar locais onde há curva nos talwegues.

3.7.4. Análise das modalidades das barreiras

Conforme os casos apresentados anteriormente (Caso 1 ou Caso 2 da Tabela 6), bem como o tipo de Barreira SABO — permeável ou impermeável —, deve-se selecionar a modalidade mais adequada considerando a tipologia dos movimentos de massa previstos, sua relação espacial com o alvo a ser protegido, a inclinação do leito, a facilidade de execução da obra, a presença de troncos, o histórico de desastres, entre outros fatores. A escolha da modalidade da barreira depende do objetivo da intervenção e do tipo de movimento de massa definido no plano de posicionamento, conforme sintetizado na Tabela 7.

(1) Barreira para minimizar a iniciação do fluxo de detritos

Trata-se do Caso 1 do item 3.7.1, apresentado anteriormente. Como o objetivo é prevenir a ocorrência de fluxos de detritos, a solução adequada é a adoção de uma barreira impermeável. Esse tipo de barreira impede o deslocamento do material sólido, que fica retido no espaço de deposição a montante, o qual é completamente preenchido por esse material.

(2) Barreira para reter os materiais trazidos pelo fluxo de detritos

É o Caso 2 do item 3.7.1, apresentado anteriormente, em que o objetivo principal é a retenção dos sedimentos e troncos mobilizados pelo fluxo de detritos. É necessário assegurar constantemente volume livre para retenção deste material. Usualmente, nestas condições, a modalidade mais indicada é a barreira permeável, projetada com abertura que garanta a não retenção de sedimentos nos períodos de normalidade. A modalidade permeável tem a estrutura adequada também para retenção de troncos carregados. Além disso, como a parte aberta é ampla pode-se manter a continuidade dos rios, considerando o ecossistema e a paisagem.

Em bacias com camadas espessas de solos predominantemente argilosos e siltosos, e baixa presença de areia e blocos rochosos, recomenda-se a adoção de barreiras SABO impermeáveis, pois fluxos de lama ou de detritos sem blocos de grande porte não são eficientemente contidos por estruturas tubulares. Nesses casos, deve-se garantir área disponível para deposição, prever plano de remoção dos detritos, sem comprometer a estabilidade do material remanescente, com acessos adequados para essa operação.

Tabela 7 - Indicação da modalidade de barreira

Trecho	Modalidade do movimento	Objetivo da implementação da barreira		Modalidade	Plano de remoção de material
Trecho do Fluxo de Detritos	Fluxo de detritos	Prevenção da iniciação do fluxo de detritos		Impermeável	Desnecessário
		Retenção do fluxo de detritos	Com blocos de grande porte	Permeável	Apenas quando houver retenção
			Com solos e sem blocos de grande porte	Impermeável com gestão de sólidos	Necessário para a remoção periódica e quando houver retenção
		Controle da direção do fluxo de detritos		Impermeável	Desnecessário
		Retenção de troncos carreados		Permeável	Necessário apenas quando houver retenção

3.7.5. Análise das dimensões da barreira

É necessário analisar as dimensões da barreira atentando para o volume de sólidos gerados, topografia da fundação, entre outros itens pertinentes. As dimensões da barreira são definidas conforme o objetivo da implementação e as condições do local da instalação acima mencionados, porém a altura da barreira tratada neste manual deve ser inferior a 15 m, conforme determinado a seguir:

(1) Barreira para minimizar a iniciação de fluxo de detritos Caso 1 do item 3.7.1)

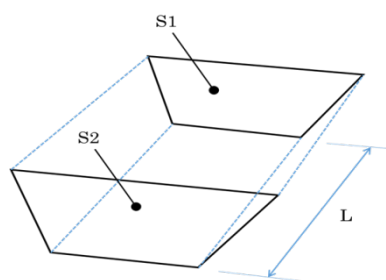
A barreira que tem esse objetivo deve ser projetada de forma a evitar que um possível deslizamento no trecho se transforme em um fluxo de detritos.

(2) Barreira para reter materiais mobilizados pelo fluxo de detritos (Caso 2 do item 3.7.1)

A barreira que tem esse objetivo principal deve ter um porte adequado para que o espaço gerado a montante seja suficiente para armazenar o volume de material transportado por um fluxo de detritos. Destaca-se que, nos casos em que seja difícil reter o material carreado de forma satisfatória com uma barreira, devido ao elevado volume, deve-se instalar diversas barreiras.

3.7.6. Cálculo do volume útil da instalação

O volume útil da barreira deve ser compatível com o volume de detritos estimado para a bacia hidrográfica em consideração. Assim, a capacidade de retenção da Barreira SABO deve ser avaliada em relação ao volume potencial de detritos mobilizáveis e transportáveis no evento de projeto. A avaliação é efetuada com base no volume de detritos a ser depositado a montante e nas condições topográficas do vale de implantação. Caso necessário, o posicionamento e as dimensões da barreira devem ser revistos. O volume disponível para deposição é estimado pelo método da seção média, a partir da topografia real, considerando a média das áreas das seções transversais e a distância entre elas, conforme a inclinação de projeto (Figura 22).



$$V = \frac{(S1 + S2)}{2} \times L$$

Figura 8 - Método da seção média

Fonte: Elaborada pelo Projeto SABO

3.8. Remoção dos detritos

3.8.1. Aspectos Gerais

Para que as obras para retenção de fluxo de detritos cumpram com a sua funcionalidade de modo satisfatório, deve-se vistoriar as condições de deposição periodicamente ou logo após a ocorrência de fluxos, bem como realizar a remoção dos detritos (incluindo a remoção dos troncos), quando necessário. Neste último caso, no plano de tratamento para fluxo de detritos, os meios de transporte do material, incluindo as rotas de acesso, devem ser analisados com antecedência.

Quando for implantada uma barreira que exija a remoção periódica de detritos, deve-se elaborar previamente um plano específico, no qual sejam

avaliados os meios de transporte dos detritos e dos troncos carregados, a necessidade de abertura de rotas de acesso e o uso de equipamentos pesados, entre outros aspectos. Também devem ser definidos o local de descarte do material (bota-fora), bem como os critérios para sua remoção e a frequência dessa atividade.

3.8. 2. Plano de remoção de detritos

3.8.2.1. Remoção emergencial de detritos

A remoção emergencial de detritos tem como objetivo restabelecer a capacidade volumétrica de deposição da barreira após a ocorrência de fluxos de detritos. Sempre que a barreira reter detritos e troncos, esse material deve ser removido o mais rapidamente possível, a fim de recuperar o volume livre disponível.

Essa remoção é fundamental para manter a eficácia da barreira. Assim, após cada evento, deve ser realizada uma inspeção preliminar para avaliar as condições do material retido e definir a necessidade de remoção, garantindo capacidade para futuras ocorrências.

3.8.2.2. Remoção periódica de detritos

A remoção periódica de detritos deve ser realizada quando, conforme verificado em vistorias de rotina durante períodos de normalidade, a deposição de material reduzir significativamente o volume útil da área de deposição. O escoamento em condições normais transporta sedimentos e troncos que se acumulam progressivamente, exigindo remoções periódicas para a recuperação da capacidade de deposição.

Barreiras impermeáveis com gestão de sólidos, embora eficazes na retenção de fluxos de detritos, também retêm o material transportado na normalidade, o que reduz gradualmente o volume disponível. Assim, a remoção periódica dos detritos e troncos é essencial para manter sua eficácia. Considerando que a taxa de deposição varia conforme as características de cada bacia hidrográfica, inspeções periódicas são necessárias para definir a necessidade de remoção.

De modo semelhante, barreiras permeáveis também devem ser inspecionadas regularmente, sendo a remoção de detritos recomendada quando a recuperação do volume da área de deposição se mostrar necessária.

3.8.2.3. Remoção de detritos da Barreira Permeável

À medida que o volume de material depositado a montante da barreira aumenta, ocorre redução progressiva do volume disponível para retenção de novos detritos, o que pode comprometer a eficácia da estrutura em eventos subsequentes.

Para que as estruturas dessa modalidade de Barreira SABO exerçam suas funções de retenção de blocos, sedimentos e troncos carreados de forma satisfatória, periodicamente e após a ocorrência de fluxo de detritos, deve-se inspecionar as condições de deposição, realizando a remoção dos mesmos, conforme a necessidade. As inspeções periódicas para verificar as condições da deposição serão realizadas 1 vez por ano, tendo como referência a experiência japonesa. Vide “Manual de Gestão e Manutenção” para mais detalhes.

As Figuras 23 e 24 servem como referência para ilustrar o momento da remoção de detritos de uma barreira permeável. Estas figuras indicam a relação entre a altura útil e o volume útil da barreira, tendo como base o histórico de eventos ocorridos em rios com largura e inclinação do leito.

Com base na média dos eventos analisados, quando a altura de deposição atinge aproximadamente 30% da altura útil, há uma redução de 10% do volume de retenção de sólidos. Diante das incertezas envolvidas, é preciso realizar a remoção de detritos de forma célere, sempre que a redução do volume de retenção de sólidos chegue a 10%, ou seja antes que a altura de deposição ultrapasse 30% da altura útil da barreira. Outra abordagem seria considerar a topografia do talvegue, a frequência do escoamento de sólidos, entre outros aspectos, a fim de definir a relação entre a altura útil e a redução do volume útil da barreira.

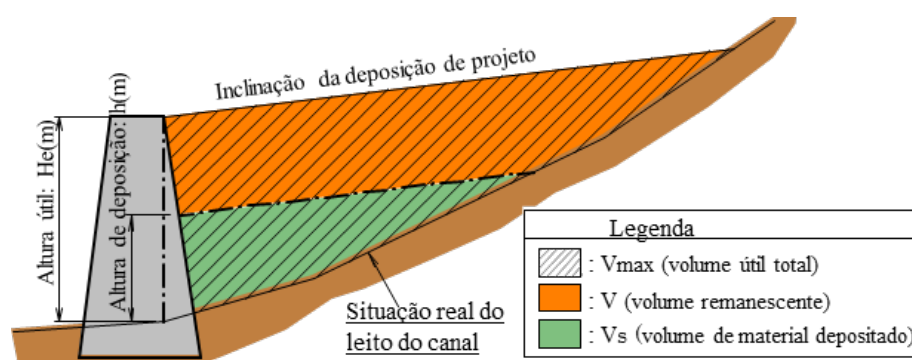


Figura 9 - Altura de deposição e volume de espaço vago

Fonte: SABO & LANDSLIDE TECHNICAL CENTER (2021) : New Edition, Design Handbook for Steel SABO Structures, Steel SABO Structures Committee

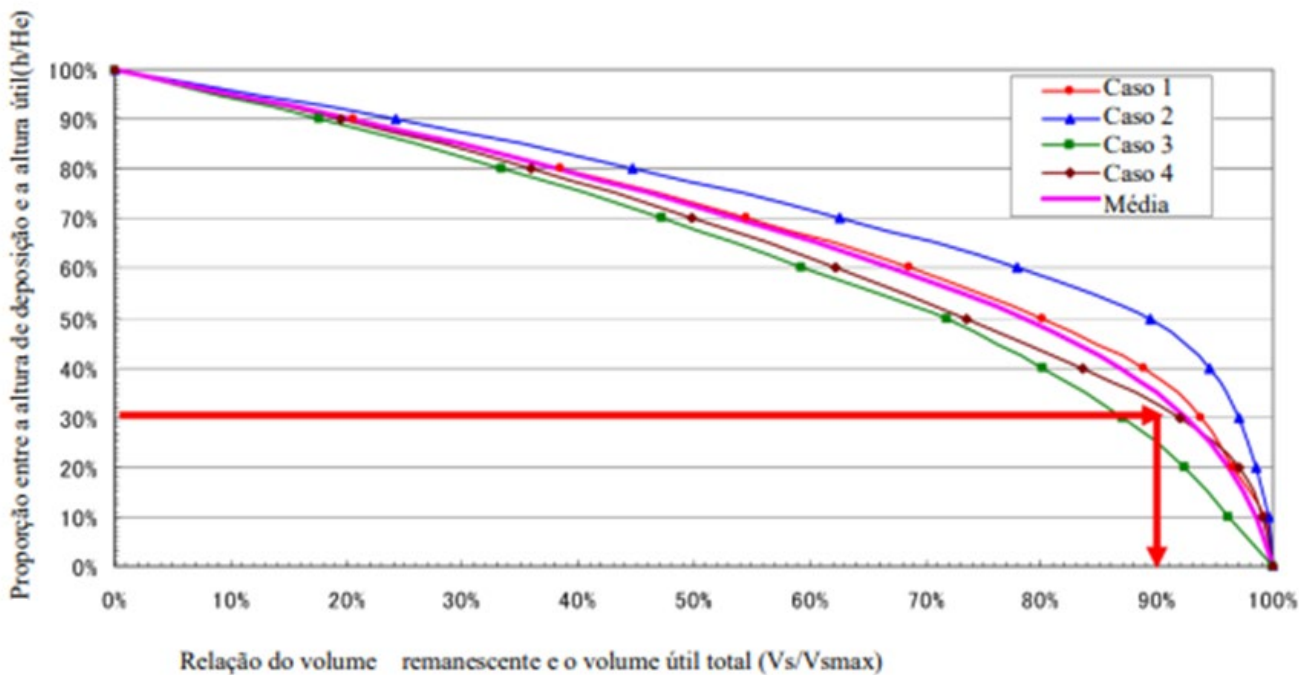


Figura 10 - Altura de deposição e volume de espaço vago

Fonte: SABO & LANDSLIDE TECHNICAL CENTER (2021) : New Edition, Design Handbook for Steel SABO Structures, Steel SABO Structures Committee

3.9. Cálculo das vazões de projeto e do volume de detritos

3.9.1. Vazão de projeto

3.9.1.1. Vazões utilizadas

Na elaboração de projeto de uma Barreira SABO consideram-se dois tipos de vazão. A primeira corresponde à vazão de cheia Q , que considera o escoamento de água acrescido do solo carregado. A segunda corresponde à vazão de pico do fluxo de detritos Q_{sp} , associada ao aumento da descarga decorrente da elevada concentração de sólidos, troncos e fragmentos rochosos transportados pelo fluxo de detritos.

A Barreira SABO é projetada para ser segura frente à vazão de pico do fluxo de detritos que escoam até o local de instalação da barreira. No entanto, mesmo na ocorrência da precipitação adotada no projeto, o fluxo de detritos pode não acontecer. Logo, a Barreira SABO deve ser estável também frente a vazão de cheia.

No dimensionamento das barreiras devem ser utilizadas as condições de cheia e de pico do fluxo de detritos. Para o cálculo da vazão de cheia Q , utiliza-se a fórmula racional para o cálculo da vazão de água Q_p (vazão calculada pelo método racional) e adiciona-se um volume correspondente aos sólidos em suspensão.

3.9.1.2. Método de cálculo da vazão de projeto

A vazão considera a taxa de mistura de solo na água e é calculada a partir do volume de precipitação estimada no tempo de recorrência de projeto ou da máxima precipitação registrada no local. O método de cálculo é apresentado na sequência.

A estimativa do volume de precipitação de projeto é feita considerando o tempo de recorrência de 100 anos (maioria dos casos) até 200 anos.

3.9.2.1. Vazão da água (Q_p)

Utiliza-se a fórmula racional para a determinação da vazão de água em bacias hidrográficas com área inferior a 100 km², tempo de concentração da ordem de 2 horas, ou quando a influência do armazenamento da bacia no escoamento superficial pode ser considerada desprezível. A expressão da fórmula é:

$$Q_p = \frac{1}{3,6} \times C \times I \times A \quad \text{Equação 13}$$

Onde:

Q_p : vazão de água (m³/s)

C : coeficiente de escoamento superficial (runoff coefficient)

I : intensidade média do volume de chuva (mm/h) dentro do tempo de concentração

A : área da bacia (km²)

Na Tabela 8, são apresentados coeficientes de escoamento (C) adotados em projetos de barreiras, que variam conforme as condições de uso do solo e período

de recorrência adotado para a precipitação. Em bacias hidrográficas com diferentes tipos de cobertura e uso do solo, é comum a ocorrência de múltiplas superfícies com distintos comportamentos hidrológicos. Nesses casos, o coeficiente de escoamento superficial (C) pode ser determinado de forma ponderada em função da área ocupada por cada tipo de superfície, sendo calculado pela razão entre a soma dos produtos dos coeficientes de escoamento de cada área pelo respectivo valor de área e a área total da bacia.

$$C_{\text{m\u00e9dio}} = \frac{\sum(C_i \cdot A_i)}{A_{\text{total}}}$$

Onde:

C_i = coeficiente de escoamento da superf\u00edcie i

A_i = \u00e1rea da superf\u00edcie i

A_{total} = \u00e1rea total da bacia

Tabela 8 - Coeficientes de escoamento (C)

\u00c1reas	USO DO SOLO	Tempo de recorr\u00eancia (anos)			
		2 a 10	25	50	100
Rede Vi\u00e1ria	Vias pavimentadas	0,75-0,85	0,83-0,94	0,90-0,95	0,94-0,95
	Vias n\u00e3o pavimentadas	0,60-0,70	0,66-0,77	0,72-0,84	0,75-0,88
Industriais	Pesadas	0,70-0,80	0,77-0,88	0,84-0,95	0,88-0,95
	Leve	0,60-0,70	0,66-0,77	0,72-0,84	0,75-0,88
Comerciais	Centrais	0,75-0,85	0,83-0,94	0,90-0,95	0,94-0,95
	Perif\u00e9ricas	0,55-0,65	0,61-0,72	0,66-0,78	0,69-0,81
Residenciais	Gramados planos	0,10-0,25	0,11-0,28	0,12-0,30	0,13-0,31
	Gramados \u00edngremes	0,25-0,40	0,28-0,44	0,30-0,48	0,31-0,50
	Loteamentos com terrenos >300 m\u00b2	0,30-0,04	0,33-0,44	0,36-0,48	0,31-0,50
	Resid\u00eancias unifamiliares	0,45-0,55	0,50-0,61	0,54-0,66	0,56-0,69
	Conjuntos habitacionais de uso misto	0,50-0,60	0,55-0,66	0,60-0,72	0,63-0,75
	Pr\u00e9dios/conjuntos de apartamentos	0,60-0,70	0,66-0,77	0,72-0,84	0,75-0,88
Rurais	Playground/Pra\u00e7as	0,40-0,50	0,44-0,55	0,48-0,60	0,50-0,63
	\u00c1reas Agr\u00edcolas	0,10-0,20	0,11-0,22	0,12-0,24	0,13-0,25
	Solo exposto	0,20-0,30	0,22-0,33	0,24-0,36	0,25-0,38
	Terenos montanhosos	0,60-0,80	0,66-0,88	0,72-0,95	0,75-0,95
	Telhados	0,80-0,90	0,9	0,9	0,9

Ressalta-se que o coeficiente de escoamento superficial exerce influ\u00eancia significativa no resultado da vaz\u00e3o estimada pelo m\u00e9todo racional, uma vez que a equa\u00e7\u00e3o \u00e9 expressa pelo produto entre o coeficiente de escoamento (C), a intensidade da precipita\u00e7\u00e3o (I) e a \u00e1rea da bacia (A). Como os valores de \u00e1rea da bacia e da intensidade de precipita\u00e7\u00e3o s\u00e3o geralmente definidos a partir de dados topogr\u00e1ficos e hidrol\u00f3gicos, o coeficiente de escoamento torna-se um dos par\u00e2metros com maior influ\u00eancia no valor final da vaz\u00e3o de projeto. Pequenas varia\u00e7\u00f5es no valor de C podem resultar em diferen\u00e7as significativas na vaz\u00e3o estimada, devendo sua escolha considerar as caracter\u00edsticas f\u00edsicas e hidrol\u00f3gicas da bacia, como tipo de cobertura superficial, propriedades do solo, declividade do terreno e condi\u00e7\u00f5es de satura\u00e7\u00e3o antecedente. Em bacias montanhosas, com presen\u00e7a de solos rasos ou afloramentos rochosos, os valores de C podem ser superiores aos apresentados na tabela, devendo o projetista avaliar criticamente sua aplica\u00e7\u00e3o \u00e0 realidade local.

Para o cálculo da intensidade (I) das chuvas, é necessário determinar o tempo de concentração (t), definido como o tempo necessário para que a chuva precipitada no ponto hidrologicamente mais distante da bacia atinja a seção de saída, momento a partir do qual toda a área da bacia passa a contribuir simultaneamente para o escoamento.

Devido à complexa relação entre as características da bacia hidrográfica e o tempo de concentração, existem diversas propostas metodológicas para sua estimativa. Por exemplo, em DNIT (2005) encontram-se 15 fórmulas de cálculo usadas para bacias de até 2,5km². Por outro lado, Silveira (2005) apresentou na Revista Brasileira de Recursos Hídricos apresentou 23 fórmulas de cálculo do tempo de concentração.

Apresenta-se, a seguir, um exemplo de cálculo do tempo de concentração ou duração utilizando a soma do “tempo em que água da chuva precipitada na bacia chega até o leito do talvegue” e do “tempo em que escoo pelo leito do talvegue”.

É possível calcular a intensidade média do volume de chuva a partir da curva de Intensidade, Duração e Frequência - IDF. Normalmente, os manuais e diretrizes dos governos municipais, estaduais e federal apresentam as curvas IDF para serem usadas como referência. Contudo, se não houver informações orientativas que possam ser aplicadas à localidade alvo, é possível utilizar as equações e gráfico abaixo como referência, sendo baseadas em Pfafstetter (1982) e Festi (2006).

Apresenta-se a fórmula de cálculo da curva IDF abaixo:

$$I = \frac{a \times T_R^b}{(t+c)^d} \quad \text{Equação 14}$$

Onde:

I: intensidade da precipitação (mm/h),

T_R : tempo de recorrência, em anos

a, b, c, d : coeficientes por localidade específica do empreendimento;

t : tempo ou duração de concentração.

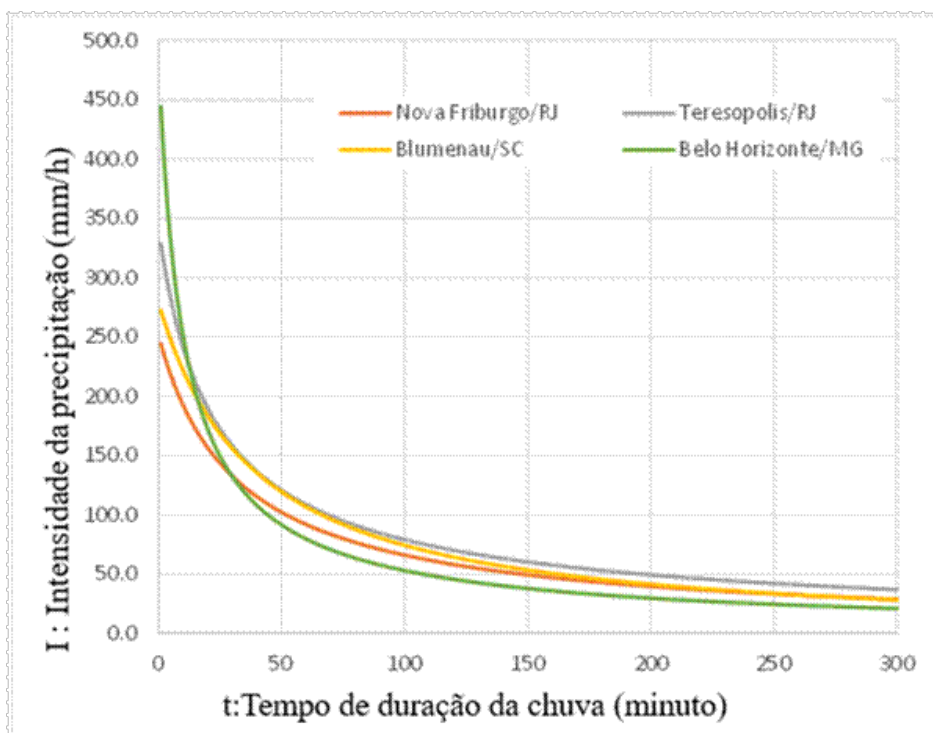


Figura 11 - curvas IDF (Chuvas intensas no Brasil) (Pfafstetter,1982).

Nota: O tempo de recorrência destas curvas é de 100 anos.

O tempo de concentração total da bacia (t_c) é determinado pela soma do tempo de influxo até o talvegue (t_i), que representa o escoamento $t_i + t_t$. O tempo de influxo pode ser adotado de forma tabelada, em função das características fisiográficas da bacia.

Tabela 9 - Valores típicos do tempo de influxo até o talvegue

Tipo de bacia	Área da bacia	Tempo de influxo até o talvegue
Bacias em área montanhosa	$\leq 2 \text{ km}^2$	30 min
Bacias em áreas especialmente íngremes	$\leq 2 \text{ km}^2$	20 min

O tempo de escoamento ao longo do talvegue principal (t_t) pode ser determinado pela relação proposta pelo U.S. Army Corps of Engineers (USACE) (ver, por ex., CHOW et al. (1988):

$$t_t = 0,191 L^{0,76} S^{-0,19} \quad \text{Equação 15a}$$

Onde:

t_t : tempo de escoamento ao longo do talvegue principal (horas)

L : comprimento do talvegue ou canal de escoamento (km);

S : inclinação média do leito do canal (m/m)

Existem outras propostas para estimar o tempo de escoamento pelo leito do talvegue. Entre elas, a Fórmula de Kraven é uma das mais comumente adotadas,

sobretudo em bacias pequenas, por sua simplicidade e por separar explicitamente o escoamento superficial inicial do escoamento em canal. Este é dado por:

$$t_t = t_t = \frac{L}{U} \quad \text{Equação 15b}$$

Onde:

t_t : tempo de escoamento pelo leito do talvegue (s)

L : comprimento do talvegue de escoamento (m)

U: velocidade média do fluxo (m/s)

A velocidade pode ser obtida em função da inclinação média do talvegue, através da Tabela 10.

Tabela 10 - Valores de velocidade (U)

Inclinação média do talvegue	U (m/s)
>1/100	3,5
1/100-1/200	3,0
< 1/200	2,1

Em casos de talvegues de pequeno porte, quando a distância entre o ponto de projeto da barreira até o ponto mais distante da bacia não atinja os 200m, a aplicação da relação proposta pelo Corps of Engineers para a determinação do tempo de concentração (t) pode resultar em valores muito baixos. Para evitar intensidades de precipitação irreais associadas a durações muito curtas nas curvas IDF, recomenda-se adotar um tempo de concentração mínimo, usualmente considerado da ordem de 5 minutos.

3.9.2.2. Cálculo da vazão que considera o solo carregado pela água (Q)

A vazão que considera o solo carregado pela água é obtida multiplicando-se a vazão da água Q_p por um fator de ajuste igual a 1,5. O fator 1,5 advém da experiência japonesa e pode ser reavaliado de acordo com as experiências em cada local.

É desejável estabelecer uma taxa de mistura do solo carregado com margem de segurança suficiente, uma vez que não é muito comum que as obras SABO sejam realizadas na parte superior da bacia.

Assim, obtém-se a vazão de projeto Q (vazão de cheia) que considera o solo carregado pela água, conforme a fórmula abaixo:

$$Q = (1 + \alpha) \times Q_p \quad \text{Equação 16}$$

Onde:

Q : vazão de cheia que considera o solo carregado (m³/s)

α : taxa de mistura do solo carregado pela água (geralmente, 0,5)

Q_P : vazão da água (m³/s)

3.10. Volume total do fluxo de detritos

O volume total de um fluxo de detritos em um evento (V_T) corresponde à soma dos volumes de sólidos e do volume de água que o compõem. Sua estimativa é obtida com base no cálculo do volume de sólidos mobilizados na bacia, que pode ser determinado a partir do volume de sólidos, expresso por C*·V_{dqp}, dividido pelo parâmetro C_d, que representa a concentração volumétrica de sólidos no fluxo. Assim:

$$V_T = \frac{C_* \times V_{dqp}}{C_d} \quad \text{Equação 17}$$

Onde:

V_T: volume total em um evento de fluxo de detritos (m³)

C_d: concentração de sólidos no volume total do fluxo de detritos, variando no intervalo (0,3 ≤ C_d ≤ 0,54, vide Eq. 9)

C* : concentração de sólidos do material in natura, igual a 1-n, sendo n a porosidade deste material, usualmente tomada igual a 40%

V_{dqp} : volume de sedimentos passível de ser transportado por um único fluxo de detritos

Conforme está indicado na Figura 10, para o valor de V_{dqp} considera-se o menor valor entre V_{dy1} e V_{dy2}, ou seja:

$$V_{dqp} = \min\{V_{dy1}; V_{dy2}\} \quad \text{Equação 18}$$

Onde:

V_{dy1}: volume de material potencialmente instável nas encostas e ao longo do talvegue, dada pela Equação 1

V_{dy2}: volume de material transportável pelas chuvas (capacidade de transporte da bacia), dada pela Equação 8

Por exemplo: há 10.000m^3 de material potencialmente instável (V_{dy1}), mas o volume potencial de material transportável pela chuva é de apenas 5.000m^3 . Nesse caso, adota-se 5.000m^3 como V_{dqp} . Por outro lado, mesmo que uma localidade tenha 10.000m^3 de volume potencial de material transportável pela chuva (V_{dy2}), mas o volume de material potencialmente instável (V_{dy1}), nas encostas e ao longo do talvegue, for de somente 2.000m^3 , o valor adotado como V_{dqp} será de 2.000m^3 .

Vale destacar que nos casos de bacias pequenas, nas quais o resultado dos cálculos de V_{dqp} for menor que 1.000m^3 , adota-se o valor 1.000m^3 (limite mínimo). Além disso, durante chuvas intensas, podem ocorrer fluxos de detritos simultâneos em diferentes talvegues, porém essa situação é rara. Por isso, considera-se apenas um único evento de fluxo de detritos. Dentre as diversas rotas possíveis de ocorrer o escoamento do fluxo de detritos a montante da barreira SABO, compara-se o volume de material potencialmente instável nas encostas e ao longo do talvegue, V_{dy1} , com o volume potencial de material transportável pela chuva, V_{dy2} , adotando o menor valor.

3.11. Métodos de cálculo da vazão de pico do fluxo de detritos

A vazão de pico do fluxo de detritos pode ser estimada por meio de fórmulas que a correlacionam com o volume total do fluxo de detritos, desenvolvidas empiricamente com base em registros de eventos ocorridos no passado. A escolha da fórmula a empregar depende das características dos fluxos de detritos e de observações de ocorrências anteriores na mesma bacia.

Nas formulações que seguem foram usados os seguintes símbolos e unidades:

Q_{SP} : vazão de pico do fluxo de detritos (m^3/s)

V_T : volume total do fluxo de detritos (m^3)

C_d : concentração de sólidos no volume total do fluxo de detritos variando no intervalo ($0,3 \leq C_d \leq 0,54$; vide Equação 9)

P_p : precipitação máxima diária no período de retorno adotado ($\text{mm}/24\text{h}$)

A : área da bacia hidrográfica (km^2)

3.11.1. Primeira formulação

A primeira formulação foi proposta com base em dados observacionais obtidos no Canadá, em Sakurajima (Japão) e em Yakedake (Japão), apresentados por Takahashi (2007). Em termos médios, a correlação resultou em $V_T=500 \cdot Q_{SP}$ (Figura 26), que pode ser reescrita da seguinte forma:

$$Q_{SP} = 0,002 \times V_T \quad \text{Equação 19}$$

Note-se que se $V_{dy2} < V_{dy1}$, segue que, considerando as Equações 14 e 15, e a Equação 8 (do Cap. 3) tem-se a Equação 20:

$$V_T = (1 - n) \cdot \frac{V_{dy2}}{c_d} = 1000 \times \frac{P_p \times A}{1 - c_d} \times K_{f2} \quad \text{Equação 20}$$

que, substituída na Equação 19, resulta:

$$Q_{SP} = \frac{2}{1 - c_d} \cdot P_p \cdot A \cdot K_{f2} \quad \text{Equação 21}$$

A precipitação máxima diária (P_p) pode ser estimada através da Equação 11 acima, para um dado de período de retorno (TR): entra-se com $t=24h=1440$ minutos e obtém-se I_{24h} , que é a intensidade média diária (mm/h). Daí resulta $P_p=24 \cdot I_{24h}$ (mm/24h). O valor da taxa de correção K_{f2} é obtido conforme apresentado na Figura 17.

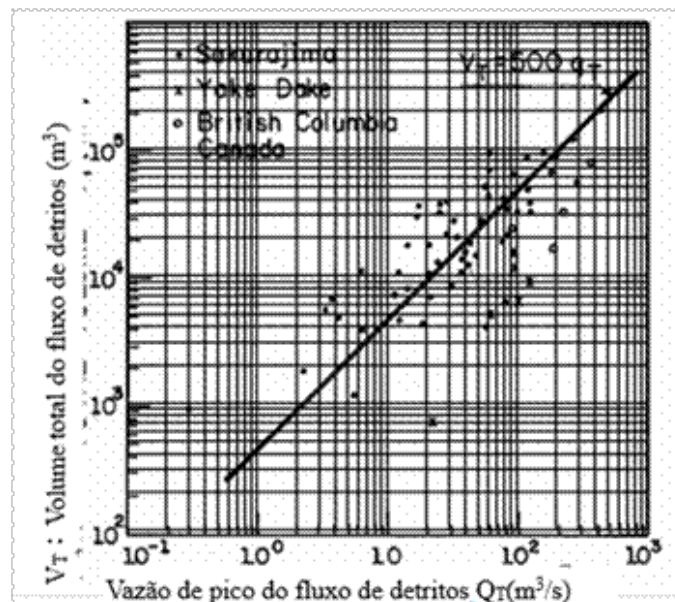


Figura 12 - Correlação empírica entre a vazão de pico e o volume total do fluxo de detritos– Massad et al. (1997) e Kanji et al. (2003)

Massad et al (1997) propuseram equação semelhante, que pode ser escrita da seguinte forma:

$$Q_{SP} = \frac{2}{1-c_d} \cdot I_1 \cdot A \quad \text{Equação 22}$$

Onde:

I_1 : a intensidade da chuva na hora que antecede o fluxo de detrito, em mm/h; empiricamente, verificou que $I_1 \approx 0,28 \cdot P_p$.

3.11.2. Segunda formulação

A segunda formulação refere-se à seguinte relação direta entre Q_{SP} e V_T :

Apresenta-se, abaixo, a fórmula de correlação entre volume total e a vazão de pico do fluxo de detritos

$$Q_P = 0,01 \cdot V_T \quad \text{Equação 23}$$

embasada nos dados observacionais de vazão de pico dos fluxos de detritos ocorridas no Japão, Canadá, China, Estados Unidos e Colômbia, como mostra a Figura 27. O uso da Equação 23 ao invés da Equação 19 resulta numa vazão de pico (Q_{SP}) 5 vezes maior!

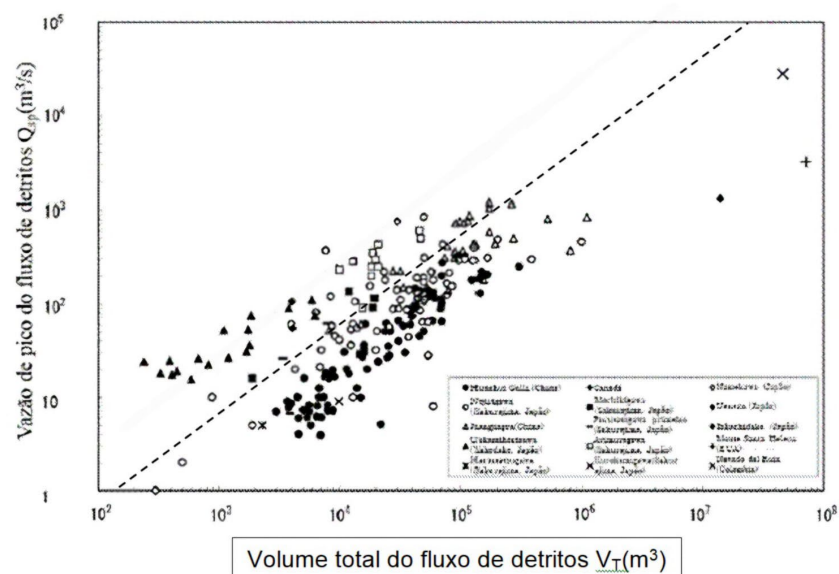


Figura 13 - Correlação empírica entre a vazão de pico e o volume total do fluxo de detritos (MLIT 2016).

3.11.3. Terceira Formulação

Separando-se os dados da Figura 27 de acordo com o tipo de fluxo de detrito, lamacento ou granular, Mizuyama et al (1992) propuseram as seguintes fórmulas, que estão representadas na Figura 28:

$$Q_P = 0,0188 \times V_T^{0,780} \quad \text{Equação 24}$$

para o caso em que o maior volume contido é de lama; e

$$Q_P = 0,135 \times V_T^{0,780} \quad \text{Equação 25}$$

para o caso em que o maior volume contido é pedregoso.

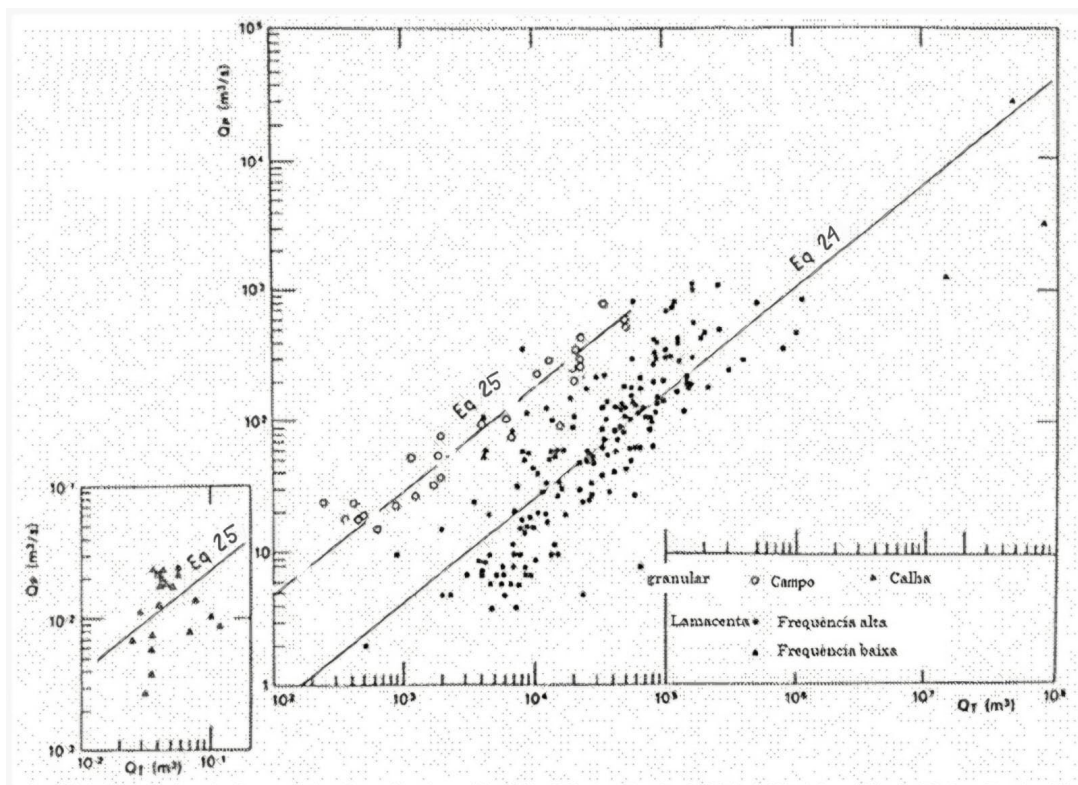


Figura 14 - Correlação empírica entre a vazão de pico e o volume total do fluxo de detritos

Fonte : T.MIZUYAMA, S.KOBASHI,OU.G (1992): Prediction of Debris Flow Peak Discharge, Interpraevent 1992-Bern, P99

3.12. Método de cálculo de vazão de pico do fluxo de detritos baseado no volume de precipitação

Os processos de ocorrência do fluxo de detritos podem estar associados, principalmente, a:

- 3.12.1 erosão intensa do material depositado no leito do curso d'água, que é carregado pelo escoamento superficial;
- 3.12.2 transporte de material proveniente de rupturas de encostas sob a forma de fluxo de detritos; e
- 3.12.3 colapso de barragens naturais formadas por material oriundo de rupturas de encostas, que represam o escoamento e, posteriormente, se rompem, gerando fluxos de detritos.

O método de cálculo da vazão de pico baseado no volume de precipitação, aqui apresentado, permite a estimativa do pico de vazão associado ao caso 3.12.1. As etapas de cálculo desse método são descritas a seguir.

No dimensionamento da vazão de pico do fluxo de detritos, adota-se como valor principal aquele obtido por meio da fórmula de correlação entre o volume total do fluxo de detritos e a vazão de pico do fluxo de detritos, apresentada no item 3.11. O valor calculado pelo método baseado no volume de precipitação é utilizado de forma complementar, servindo como referência para verificação da ordem de grandeza dos resultados.

A vazão de pico do fluxo de detritos calculada pelo método baseado no volume de precipitação é determinada conforme a expressão a seguir:

$$Q_{SP} = \frac{C_*}{C_* - C_d} \times Q_p \quad \text{Equação 26}$$

Onde:

Q_{sp} : vazão de pico do fluxo de detritos (m^3/s)

Q_p : vazão de água na bacia devido à precipitação considerando o tempo de recorrência de projeto (m^3/s)

C_d : concentração de sólidos no volume total do fluxo de detritos.

C_* : taxa de sólidos sedimentados no leito do talvegue potencialmente transportáveis (instáveis) por um fluxo de detritos (aprox. 0,6).

A Figura 29 apresenta a sequência metodológica adotada neste Manual para a estimativa do volume mobilizado e da vazão de pico do fluxo de detritos.

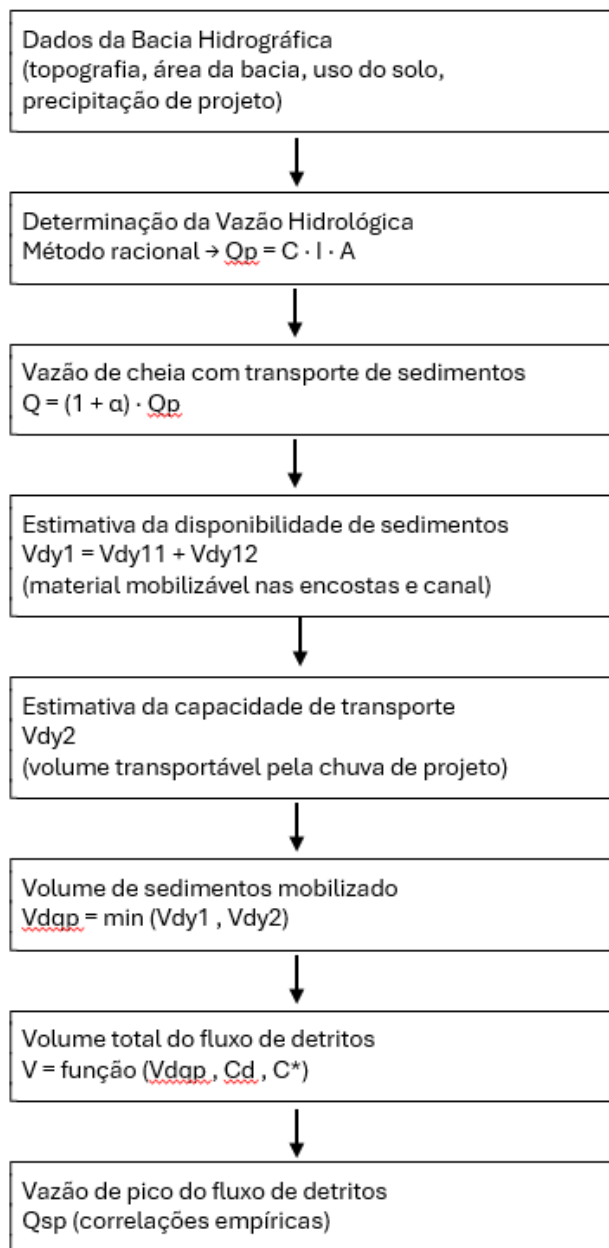


Figura 29 - Sequência metodológica para a estimativa do volume mobilizado e da vazão de pico do fluxo de detritos.

Referências Bibliográficas

BRASIL. Centro Nacional de Monitoramento e Alertas de Desastres Naturais (CEMADEN); Ministério da Ciência, Tecnologia, Inovações e Comunicações (MCTIC). Manual de Elaboração, Transmissão e Uso de Alertas de Risco de Movimentos de Massa. Brasília, s.d.

BRASIL. Centro Nacional de Gerenciamento de Riscos e Desastres (CENAD); Secretaria Nacional de Proteção e Defesa Civil (SEDEC); Ministério da Integração Nacional (MI). *Manual para Elaboração do Plano de Contingência Municipal para Riscos de Movimento de Massa*. Brasília, s.d.

BRASIL. Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais (CPRM); Serviço Geológico do Brasil (SGB). *Manual de Mapeamento de Perigo e Riscos a Movimentos Gravitacionais de Massa*. Brasília, s.d.

BRASIL. Ministério das Cidades (MCid). *Manual de Redução de Riscos de Desastres Aplicado ao Planejamento Urbano – Movimentos de Massa*. Brasília, s.d.

INSTITUTO DE PESQUISAS TECNOLÓGICAS DO ESTADO DE SÃO PAULO (IPT). Registros de campo e documentação técnica do evento do Córrego Guarda-Mão, Itaóca (SP), janeiro de 2014. São Paulo, 2014.

EHRlich, M.; · Luiz, B. J.; · Mendes, C. G.; · Lacerda W. A. (2021). Triggering factors and critical thresholds for landslides in Rio de Janeiro-RJ, Brazil. *Natural Hazards*. doi.org/10.1007/s11069-021-04616-w.

KANBARA, J.; IMAMORI, N. (2020). Outline of measures for sediment disaster by the SABO Department of MLIT, Japan. *Landslides*, v. 17, p. 2503–2513. Springer. DOI: 10.1007/s10346-020-01554-9.

MASSAD, F. *Corridas de massas geradas por escorregamentos de terra: relação entre a área deslizada e a intensidade de chuva*. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, XII., São Paulo. Anais... São Paulo, 2002.

MASSAD, F. *Fórmulas semiempíricas para a determinação de parâmetros de debris flows: calibração e aplicação prática*. In: CONFERÊNCIA BRASILEIRA DE ESTABILIDADE DE ENCOSTAS, IX., Bento Gonçalves, 2005.

MIZUYAMA, T. (2008). Sediment hazards and SABO works in Japan. *International Journal of Erosion Control Engineering*, v. 1, n. 1, p. 1–14. Japan Society of Erosion Control Engineering (JSECE). Disponível em: https://www.jstage.jst.go.jp/article/ijece/1/1/1_1_1/_pdf.

NAGHETTINI, M.; PINTO, E. J. A. *Hidrologia estatística (2007)*. Belo Horizonte: CPRM, 2007.

OLIVEIRA, A. M. dos S. e MONTICELLI, J. J. (eds.) (2018). *Geologia de Engenharia e Ambiental*. São Paulo: Associação Brasileira de Geologia de Engenharia e Ambiental – ABGE, 2018. 3v. ISBN 978-85-7270-072-6 (obra completa).

SABO & LANDSLIDE TECHNICAL CENTER (2021). *Design Handbook for Steel SABO Structures*. New edition. Tokyo: Steel SABO Structures Committee.

SECRETARIA DE DESENVOLVIMENTO REGIONAL DE CHUBU (Japão); MINISTRY OF LAND, INFRASTRUCTURE, TRANSPORT AND TOURISM (MLIT). *Procedimentos para projetos de engenharia de instalações SABO*. Minuta técnica. Japão, s.d.

SOARES, C. P. B. et al. *Equações hipsométricas e volumétricas para espécies florestais brasileiras*. Revista/obra técnica de Engenharia Florestal, 2011.

STRAHLER, A. N. *Quantitative analysis of watershed geomorphology*. Transactions of the American Geophysical Union, v. 38, n. 6, 1957.

TAKAHASHI, T. *Debris flow: mechanics, prediction and countermeasures*. London: Taylor & Francis, 1991.

VAZ, L. F. (1996). Classificação genética dos solos e dos horizontes de alteração de rocha em regiões tropicais. São Paulo: Universidade Presbiteriana Mackenzie, 1996. (Apostila / Notas de aula de Mecânica dos Solos).

CHOW, V. T.; Maidment, D. R.; Mays L. W. (1988) *Applied Hydrology*. New York: McGraw-Hill.

DNIT (2005). *Manual de Hidrologia Básica para Estruturas de Drenagem, 2005*”, publicado pelo Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, Brasil.

FESTI, A. V. (2006) *Coletânea das equações de chuva do Brasil*. São Carlos: Universidade Federal de São Carlos (UFSCar), 2006. Dissertação (Mestrado em Engenharia Urbana). [livrozilla.com], [revistas.a...dro.org.br].

KANJI, M.A.; Massad, F.; Cruz, P.T. (2003): *Debris Flows in Areas of Residual Soils, International Workshop on Occurrence and Mechanism of Flows in Natural Slopes and Earth Hills*, 2003, Sorrento. International Workshop on Occurrence and Mechanism of Flows in Natural Slopes and Earth-hills.

MASSAD, F., Cruz P. T., Kanji M. A. & Araujo Filho, H. A. de, (1997). Comparison between estimated and measured debris flow discharges and volume of sediments. II Panamerican Symposium on Landslides e II COBRAE, Nov., Rio de Janeiro, Brasil, Vol 1: 213-222.

MIZUYAMA, T., KOBASHI, S., & Ou, G. (1992). Prediction of debris flow peak discharge. In *Proceedings of Interpraevent 1992* (p. 99). Bern, Switzerland.

MLIT (2016), JAPAN. Ministry of Land, Infrastructure, Transport and Tourism. *Manual of Technical Standard for Establishing SABO Master Plan for Debris Flow and Driftwood*. SABO Planning Division, SABO Department. Tsukuba: National Institute for Land and Infrastructure Management (NILIM), 2016. (Technical Note of NILIM, no. 904). ISSN 1346-7328. [tech.ardswc.gov.tw], [Microsoft...d - 904 号表紙]

PFRAFSTETTER, O. (1982). *Chuvas intensas no Brasil: relação entre precipitação, duração e frequência de chuvas, registradas com pluviógrafos em 98 postos meteorológicos*. 2. ed. Rio de Janeiro: Departamento Nacional de Obras de Saneamento (DNOS), 1982. 426 p. [biblioteca...bge.gov.br], [pergamumweb.udesc.br]

SILVEIRA, A. L. L. (2005). Desempenho de fórmulas de tempo de concentração em bacias urbanas e rurais. *Revista Brasileira de Recursos Hídricos (RBRH)*, v. 10, n. 1, p. 5–29, jan./mar. 2005.

TAKAHASHI, T. (2007). *Debris Flow – Mechanics, Prediction and Countermeasures*. Taylor & Francis. 448p



DIMENSIONAMENTO DO VERTEDOURO

SUMÁRIO

4. Dimensionamento do vertedouro	111
4.1. Função do vertedouro.....	111
4.2. Posicionamento do vertedouro.....	111
4.3. Seção do vertedouro.....	111
4.4. Comprimento do vertedouro.....	113
4.5. Lateral do vertedouro.....	113
4.6. Altura do vertedouro.....	113
4.7. Altura da lâmina d'água de projeto.....	114
4.7.1. Altura da lâmina d'água transbordada para vazão de projeto Q (vazão de cheia).....	114
4.7.2. Diâmetro máximo do bloco transportado durante o fluxo de detritos.....	117
4.8. Altura de borda livre.....	118
4.9. Intervenções em caso em que a vazão de pico do fluxo de detritos ultrapasse a capacidade máxima do vertedouro.....	119



Lista de Tabelas

Tabela 1 - Altura da borda livre em função da vazão de projeto	118
Tabela 2 - Razão mínima entre a altura da borda livre e a altura da lâmina d'água de projeto em função da inclinação do leito do talvegue	119

Lista de Figuras

Figura 1 - Seção do vertedouro da barreira	112
Figura 2 - Barreira trapezoidal	115
Figura 3 - Seção do vertedouro	117
Figura 4 - Diâmetro máximo do bloco	118
Figura 5 - Intervenções para a garantir a estabilidade das asas: (a) alargamento da calha de dissipação; (b) proteção a montante da calha; (c) suavização a inclinação das paredes; e (d) mudança da geometria do vertedouro (aumento da altura da asa).....	120

4. DIMENSIONAMENTO DO VERTEDOURO

4.1. Função do vertedouro

O vertedouro da barreira corresponde ao canal de liberação da água situado no centro do topo da estrutura, tendo por finalidade permitir o transbordamento seguro da vazão de projeto (vazão de cheia).

O vertedouro (parte transbordante) e o corpo não transbordante da barreira devem ser analisados separadamente.

4.2. Posicionamento do vertedouro

O vertedouro deve ser posicionado no centro do leito do canal atual levando em conta topografia, geologia, situação das margens do talvegue e direção do escoamento da água, tanto a montante quanto a jusante da barreira. De acordo com o posicionamento do local previsto para a construção da barreira, deve-se atentar aos seguintes pontos:

- O eixo de escoamento da água que transborda através do vertedouro deve ser perpendicular ao eixo da barreira;
- O posicionamento do vertedouro deve considerar a existência de residências, estruturas pré-existentes ou áreas agrícolas de forma a não as impactar;
- Em caso de canais sinuosos a montante do local da barreira, deve-se definir o posicionamento do vertedouro considerando a direção média do escoamento do curso do vale previsto no trecho de projeto.

4.3. Seção do vertedouro

A seção do vertedouro apresenta formato de trapézio invertido. Devem ser definidos a altura e o comprimento do vertedouro de modo a possibilitar o escoamento

seguro da água transbordante. Conforme ilustrado na Figura 1, a altura do vertedouro (H_3) deve ser determinada pela soma da altura da lâmina d'água de projeto (h_3), necessária para o escoamento da vazão de cheia de projeto, e da altura de borda livre (h_3'). O comprimento do vertedouro deve ser maximizado, a fim de reduzir a erosão causada pelo escoamento concentrado de água a jusante da barreira. Entretanto, deve-se garantir um comprimento mínimo das asas, de modo a evitar processos erosivos nas margens a montante.

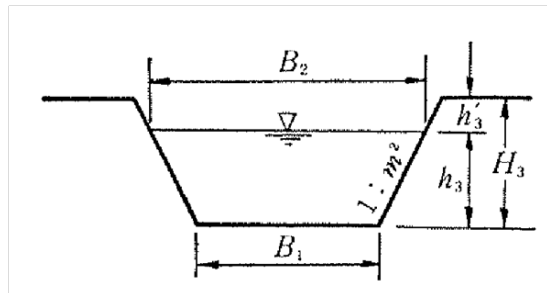


Figura 15 - Seção do vertedouro da barreira

Fonte: Associação Nacional SABO e Gestão de Cheias, Coletânea de Fórmulas de Projeto de Engenharia SABO (Manual).

4.4. Comprimento do vertedouro

O comprimento B1 da base do vertedouro deve ser igual à largura do leito do canal fluvial, de modo a possibilitar o escoamento seguro da vazão de projeto (vazão de cheia). Entretanto, quando a largura do talvegue a montante da barreira for reduzida, deve-se adotar um comprimento mínimo de 3 m, a fim de evitar possíveis obstruções causadas por blocos e troncos.

4.5. Lateral do vertedouro

Para resistir aos impactos causados por blocos e troncos, usualmente se adota para as laterais da seção do vertedouro inclinação 1V:0,5H ou mais suave, 1V:(m2)H.

4.6. Altura do vertedouro

A altura do vertedouro (H_3) é definida pela soma da altura da lâmina d'água de projeto (h_3), necessária para o escoamento da vazão de cheia de projeto, e da altura de borda livre (h_3'), conforme ilustrado na Figura 1.

$$H_3 = h_3 + h_3'$$

Onde:

H_3 : altura do vertedouro (m)

h_3 : altura da água transbordante (m)

h_3' : altura de borda livre (m)

4.7. Altura da lâmina d'água de projeto

Deve-se comparar a profundidade da lâmina d'água vertente no vertedouro, calculada com base na vazão de projeto (vazão de cheia), com a granulometria máxima dos blocos que podem ser transportados durante o fluxo de detritos.

Devem ser considerados os três valores a seguir, adotando-se o maior deles como profundidade de água de projeto:

- 1) Valor da altura da lâmina d'água transbordada na vazão de projeto (vazão de cheia, considerando o solo carregado);
- 2) Valor da altura da lâmina d'água transbordada na vazão de pico do fluxo de detritos (momentos de fluxo de detritos);
- 3) Valor máximo do diâmetro dos blocos a serem transportados durante o fluxo de detritos.

4.7.1. Altura da lâmina d'água transbordada para vazão de projeto Q (vazão de cheia)

A altura da lâmina d'água transbordada para a vazão de projeto (vazão de cheia) (h_3) deve ser calculada por meio da fórmula de transbordamento no trecho do vertedouro, que tem formato trapezoidal.

A vazão do vertedouro pode ser calculada conforme abaixo:

$$Q = \frac{2}{3} C b_1 \sqrt{2g} h_3^{3/2} + \frac{8}{15} C \tan \theta \sqrt{2g} h_3^{5/2}$$

$$\left(\tan \theta = \frac{b_2}{h_3} \right)$$

$$= \frac{2}{15} C (5b_1 + 4b_2) \sqrt{2g} h_3^{3/2}$$

tomando-se: $B_1 = b_1$ $B_2 = b_1 + 2b_2$

tem-se: $Q = \frac{2}{15} C (3B_1 + 2B_2) \sqrt{2g} h_3^{3/2}$

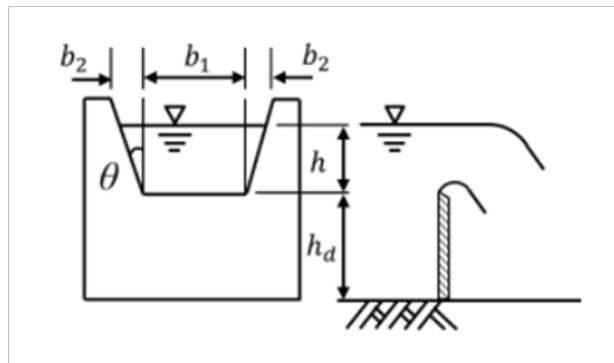


Figura 16- Barreira trapezoidal

Fonte : Elaborada pelo Projeto SABO

Onde:

Q : vazão que considera o solo carregado pelas águas (m³/s)

C : coeficiente de vazão (0,60 a 0,66: geralmente 0,60)

g : aceleração gravitacional (9,81 m/s²)

B₁ : comprimento da base do vertedouro (m)

B₂ : comprimento na cota da superfície da água transbordada (m)

m₂ : inclinação da lateral do vertedouro

Em caso de C=0,6 e m₂=0,5, usa-se a equação abaixo:

$$Q = (0.71 \times h_3 + 1.77 \times B_1) \times h_3^{3/2}$$

Altura da lâmina d'água transbordada para a vazão de pico do fluxo de detritos (momentos de fluxo de detritos). Conforme apresentado na Seção 3 (item 3.14.1), a altura

da lâmina d'água transbordada nos momentos de fluxo de detritos (D_d) deve ser calculada considerando a velocidade média de escoamento no vertedouro.

$$U = \frac{1}{K_n} \cdot D_d^{\frac{2}{3}} (\sin i)^{\frac{1}{2}}$$

Onde:

D_d : altura da lâmina d'água do fluxo de detritos (m)

i : inclinação da deposição de sedimentos (considera-se igual a 2/3 da inclinação do leito do canal fluvial)

K_n : coeficiente de rugosidade ($s \cdot m^{-1/3}$) (em cursos naturais de talvegues, 0,10)

A altura da lâmina d'água do fluxo de detritos “ D_d ” (m) é obtida por meio de cálculos iterativos. Para um dado valor de B_1 , arbitra-se uma altura da lâmina d'água vertente “ Z ” e calcula-se a área A_d correspondente à vazão de pico do fluxo de detritos, utilizando as equações a seguir. O cálculo é finalizado quando o valor arbitrado de Z se ajusta ao valor da vazão calculada.

$$Q_{SP} = U \times A_d$$

$$D_d = \frac{A_d}{B_{da}}$$

$$A_d = \frac{1}{2} (B_1 + B_2) Z$$

$$= \frac{1}{2} (2B_1 + Z(m_2 + m_2)) Z = B_1 Z + m_2 Z^2$$

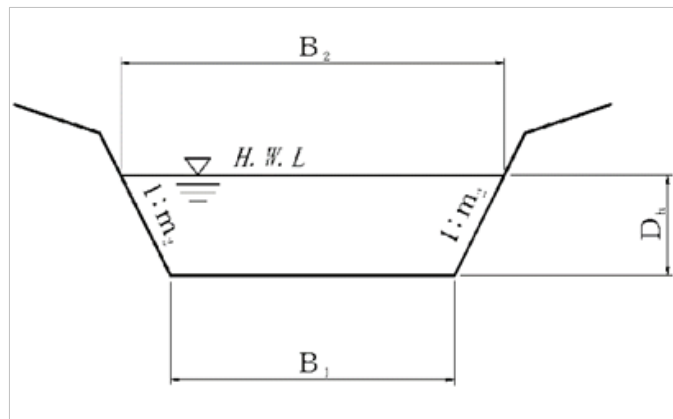


Figura 17 - Seção do vertedouro

Fonte: Procedimentos para Projetos de Engenharia de Instalações SABO (Minuta) Secretaria de Desenvolvimento Regional de Chubuo – MLIT

Onde:

Q_{sp} : vazão de pico do fluxo de detritos (m^3/s)

U : velocidade do fluxo de detritos (m/s)

A_d : área da seção do escoamento da vazão de pico do fluxo de detritos (m^2)

B_2 : comprimento do escoamento (m)

B_1 : comprimento da base do vertedouro (m)

Z : altura da lâmina d'água transbordada (m)

m_2 : inclinação da lateral do vertedouro

4.7.2. Diâmetro máximo do bloco transportado durante o fluxo de detritos

Deve-se adotar o diâmetro D95 previsto para atravessar a seção do vertedouro durante o fluxo de detritos, conforme o item 3.5.1 do Cap. 3. Considerando os resultados dos levantamentos de campo, obtém-se o valor máximo do diâmetro do bloco que será

adotado na definição da altura de lâmina d'água transbordada da seção do vertedouro (Figura 4).

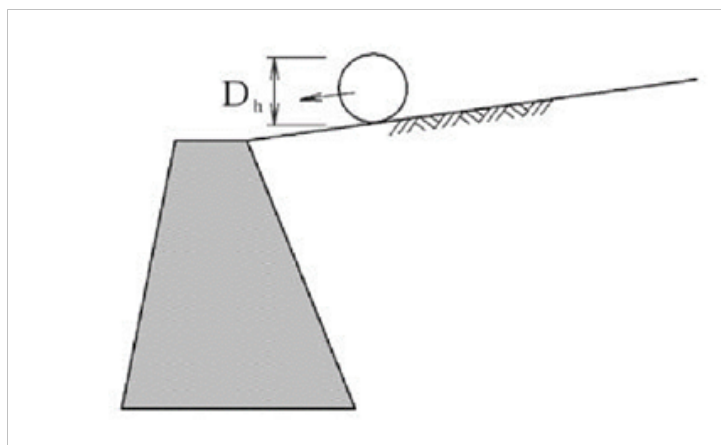


Figura 18 - Diâmetro máximo do bloco

Fonte : Elaborada pelo Projeto SABO

4.8. Altura de borda livre

A altura de borda livre é definida com base na vazão de água de projeto (vazão de cheia) e na inclinação do leito do talvegue (Tabela 1).

Essa altura não poderá ser inferior à indicada na Tabela 2 definida com base na inclinação do leito do talvegue e altura da lâmina d'água de projeto.

Tabela 2 - Altura da borda livre em função da vazão de projeto

Vazão de água de projeto	Altura da borda livre
< 200m ³ /s	0,6m
200~500m ³ /s	0,8m

> 500m ³ /s	1,2m
------------------------	------

Tabela 3 - Razão mínima entre a altura da borda livre e a altura da lâmina d'água de projeto em função da inclinação do leito do talvegue

Inclinação do leito do talvegue	Altura da borda livre / Altura de lâmina d'água de projeto
> 1/10	0,50
1/10~1/30	0,40
1/30~1/50	0,30
1/50~1/70	0,25

4.9. Intervenções em caso em que a vazão de pico do fluxo de detritos ultrapasse a capacidade máxima do vertedouro

Quando a seção do vertedouro, definida em projeto pelos critérios apresentados, não puder ser implantada ou não for suficiente para escoar a vazão de pico do fluxo de detritos, devido a limitações topográficas ou outras, parte dessa vazão poderá extravasar as asas da barreira (Figura 5).

No projeto deve-se atentar à estabilidade das asas, devido a erosões a jusante. Para tal, deve-se prever intervenções de proteção contra erosões a jusante. Experimentos

demonstram que para a inclinação do paramento de jusante em 1V:0,2H, o desgaste é quase nulo, validando a inclinação tradicionalmente empregada no Japão.

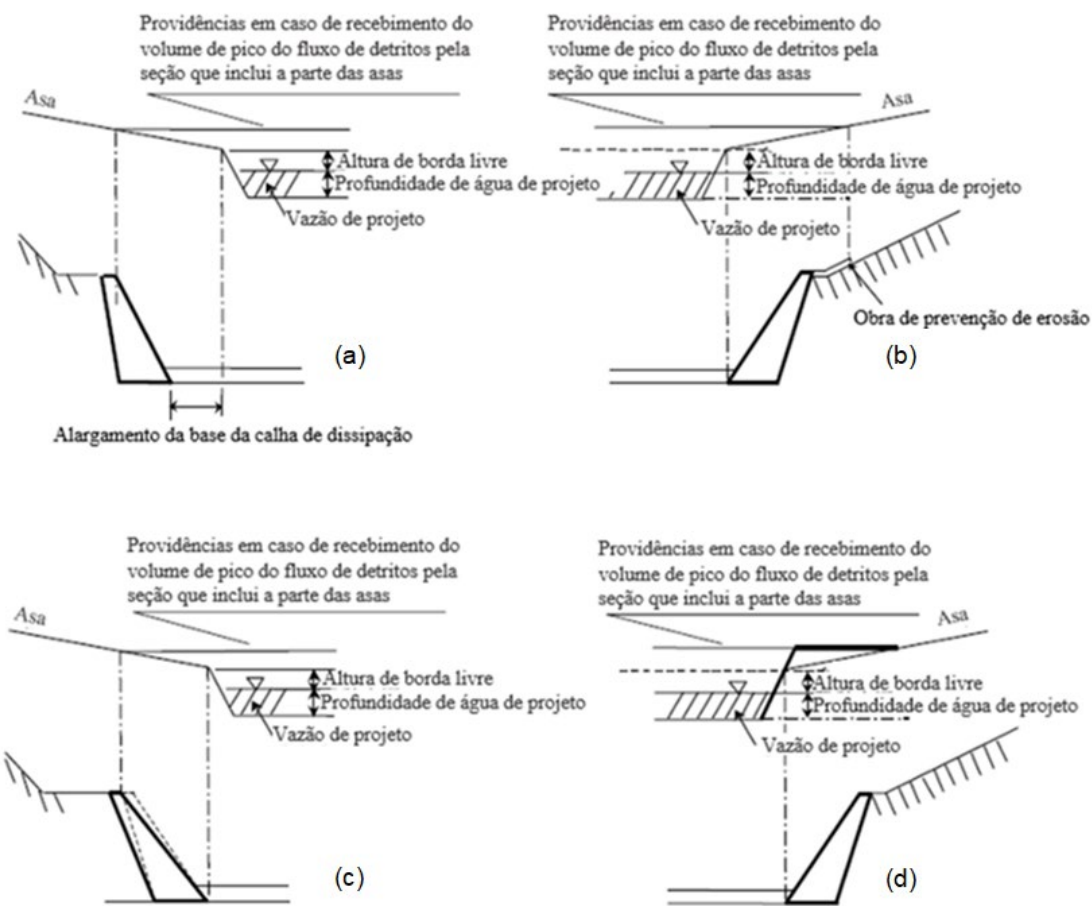


Figura 19 - Intervenções para garantir a estabilidade das asas: (a) alargamento da calha de dissipação; (b) proteção a montante da calha; (c) suavização a inclinação das paredes; e (d) mudança da geometria do vertedouro (aumento da altura da asa).

Fonte: Manual of technical Standard for establishing SABO master plan for debris flow and driftwood, MLIT SABO Planning Division SABO Department



**BARREIRA SABO
IMPERMEÁVEL**

Sumário

5.1. Aspectos gerais da barreira	128
5.1.1. Barreira SABO Impermeável sem piscina de absorção	128
5.1.2. Barreira SABO Impermeável com piscina de absorção	129
5.2. Etapas da elaboração do projeto de engenharia	132
5.3. Critérios de projeto da barreira impermeável	134
5.3.1. Dimensões da parte transbordante	134
5.3.1.1. Aspectos gerais.....	134
5.3.1.2. Largura do topo da barreira (asa e vertedouro).....	135
5.3.1.3. Inclinação do paramento de jusante	135
5.3.1.4. Inclinação do paramento de montante	137
5.3.2. Dimensões da parte não transbordante	137
5.3.2.1. Inclinação do paramento de montante	139
5.3.3. Dimensionamento da fundação	139
5.3.3.1. Terreno da fundação.....	139
5.3.3.2. Ficha.....	139
5.3.3.3. Tratamento da fundação.....	141
5.3.4. Dimensionamento das asas	141
5.3.4.1. Aspectos gerais.....	141
5.3.4.2. Formato das asas	141
5.3.4.3. Dobra da asa.....	144
5.3.4.4. Encaixe das asas (ombreiras)	145
5.3.4.5. Reforço das asas.....	147
5.3.5. Proteção de Calha a Jusante	156
5.3.5.1. Aspectos Gerais.....	156
5.3.5.2. Modalidades.....	157
5.3.5.3. Piscina de absorção e barreira complementar	160
5.3.5.4. Calha de dissipação.....	164
5.3.5.5. Parede vertical.....	168
5.3.5.6. Parede lateral de proteção.	171

5.3.5.7. Obra de proteção de leito a jusante da barreira complementar	174
5.3.6. Dimensionando as estruturas auxiliares	175
5.3.6.1. Drenos	175
5.3.6.2. Obras de Preenchimento	177
5.3.6.3. Obra de Proteção dos Vertedouros	180
5.3.6.4. Junta de dilatação	182
5.4. Dimensionamento da Barreira Impermeável	183
5.4.1. Solicitações consideradas	183
5.4.2. Peso próprio	184
5.4.3. Pressão hidrostática	185
5.4.4. Empuxo de terra causado pelos sedimentos retidos	187
5.4.5. Cargas do fluxo de detritos	190
5.4.5.1. Solicitação hidrodinâmica do fluxo de detritos.....	190
5.4.5.2. Força de impacto do bloco	195
5.4.5.3. Força de impacto dos troncos carregados	199
5.4.6. Cálculos de estabilidade	202
5.4.6.1. Condições de estabilidade.....	202
5.4.6.2. Estabilidade ao tombamento e tensão de tração.....	202
5.4.6.3. Estabilidade ao deslizamento	205
5.4.6.4. Estabilidade contra a ruptura do corpo da barreira e tensões mobilizadas na fundação	207
5.5. Método de cálculo de estabilidade do corpo da barreira	208
5.5.1. Cálculo de estabilidade da parte transbordante	211
5.5.2. Cálculo de estabilidade da parte não transbordante	216
5.6. Cálculo de estabilidade das asas.....	221
5.6.1. Solicitações de projeto	221
5.6.2. Condições de estabilidade	222
5.6.3. Resistência do concreto não armado ao cisalhamento	223
5.7. Método de cálculo da estabilidade das asas.....	225

Lista de Tabelas

Tabela 1 - Valores de referência da barreira impermeável.....	133
Tabela 2 - Profundidade de encaixe das asas.....	145
Tabela 3 - Inclinação do corte em degraus	146
Tabela 4 - Cargas utilizadas no cálculo de estabilidade da barreira impermeável.....	183
Tabela 5 - Cargas utilizadas no cálculo de estabilidade da asa.....	183
Tabela 6 - Ângulo de atrito interno e peso específico dos sólidos.....	189
Tabela 7 - Coeficiente de elasticidade para as principais espécies de árvores (referência)	201
Tabela 8 - Valores referenciais de ângulo de atrito e adesão conforme o material da fundação de acordo com a experiência japonesa.	206
Tabela 9 - Valores de referência de tensão admissível do terreno da fundação.	207
Tabela 10 - Itens necessários para o cálculo de estabilidade da barreira.	209
Tabela 11 - Ações consideradas no cálculo de estabilidade da barreira impermeável.....	211
Tabela 12 - Ações na barreira impermeável (condições de fluxo de detritos, parte transbordante).	211
Tabela 13 - Ações na barreira impermeável (condições de cheia normal, parte transbordante).	212
Tabela 14 - Forças que incidem na barreira impermeável (condições de preenchimento dos sólidos).	214
Tabela 15 - Forças que incidem a cada unidade de largura da seção da barreira (condições de fluxo de detritos – parte não transbordante).	218
Tabela 16 - Forças que incidem a cada unidade de largura da seção da barreira (condições de cheia – parte não transbordante).	219
Tabela 17 - Forças que incidem a cada unidade de largura da seção da barreira (condições de preenchimento de sólidos – parte não transbordante).	220
Tabela 18 - Cargas utilizadas no cálculo de estabilidade das asas	225
Tabela 19 - Forças atuantes (por metro de asa).	225

Lista de Figuras

Figura 1 - Vista isométrica da barreira impermeável sem piscina de absorção	128
Figura 2 - Planta baixa da barreira impermeável sem piscina de absorção	129
Figura 3 - Seção transversal da barreira impermeável sem piscina de absorção.....	129
Figura 4 - Vista isométrica da barreira impermeável com piscina de absorção.....	130
Figura 5 - Planta baixa da barreira impermeável com piscina de absorção	131
Figura 6 - Seção transversal da barreira impermeável com piscina de absorção.....	131
Figura 7 - Etapas da elaboração do projeto de engenharia da barreira impermeável.....	133
Figura 8 - Seção transversal, indicando a largura da soleira do vertedouro.	135
Figura 9 - Inclinação do Paramento de Jusante	137
Figura 10 - Local de definição caso a parte não transbordante tenha seção reversa	138
Figura 11 - Altura da ficha da barreira (seção longitudinal)	140
Figura 12 - Ficha da barreira assente em rocha (seção transversal ao canal)	140
Figura 13 - Ficha da barreira assente em solo (seção transversal à barreira)	140
Figura 14 - Largura do topo das asas	142
Figura 15 - Comprimento e inclinação do topo das asas.....	143
Figura 16 - Influência da sedimentação em leque na área de deposição .	144
Figura 17 - Dobra da asa em trecho da asa com inclinação	145
Figura 18 - Encaixe das asas	146
Figura 19 - Reforço das asas através da ampliação da espessura do topo	148
Figura 20 - Vista superior da proteção das asas (aterro e revestimento em pedra)	148
Figura 21 - Proteção das asas (materiais amortecedores – ex: madeiramento).....	149
Figura 22 - Reforço das asas com barras de aço (geral)	149
Figura 23 - Reforço das asas com barras de aço (detalhe)	150
Figura 24 - Aspectos gerais do arranjo das barras de aço	156

Figura 25 - Resultado do levantamento da situação real dos danos em barreiras no Japão.....	157
Figura 26 - Fluxograma para a escolha da obra de proteção de calha a jusante.	159
Figura 27 - Altura e posição da barreira complementar.....	161
Figura 28 - Piscina de absorção e barreira complementar, com especial atenção a mudança de direção do fluxo da calha de montante para a de jusante.	161
Figura 29 - Direção da barreira complementar	163
Figura 30 - Espessura e comprimento da calha de dissipação.	164
Figura 31 - Calha de dissipação.....	165
Figura 32 - Calha de dissipação nos casos em que a inclinação do leito do canal é suave.....	167
Figura 33 - Calha de dissipação (caso de instalação de 2 degraus diferença de queda).	167
Figura 34 - Calha de dissipação (casos de declividade).....	168
Figura 35 - Estrutura da parede vertical: a) seção longitudinal e b) vista frontal.	169
Figura 36 - Posição da fundação da parede lateral de proteção.	171
Figura 37 - Altura da parede lateral de proteção.....	172
Figura 38 - Instalação lateral de proteção. Erro! Indicador não definido.	
Figura 39 - Seção transversal da parede lateral de proteção.....	174
Figura 40 - Seção do cálculo de estabilidade da parede lateral de proteção.	174
Figura 41 - Dreno	175
Figura 42 - Disposição dos drenos e itens a serem considerados	176
Figura 43 - Obras de preenchimento das escavações para execução de encaixe das asas da ficha da fundação da barreira.	177
Figura 44 - Estruturas convencionais de obra de preenchimento	179
Figura 45 - Concreto na obra de preenchimento	180
Figura 46 - Obra de Proteção do Vertedouro.....	181
Figura 47 - Exemplo de seção transversal da soleira do vertedouro com obra de revestimento com blocos de rocha	181
Figura 48 - Junta de dilatação.....	182
Figura 49 - Peso próprio da Barreira SABO Impermeável	185
Figura 50 - Pressões hidrostáticas na barreira impermeável ($H < 15m$): a) Condição de cheia e b) Condição de fluxo de detritos.	187

Figura 51 - empuxos dos sedimentos depositados na barreira impermeável	188
Figura 52 - Força hidrodinâmica do fluxo de detritos da barreira impermeável (H<15m, condição do fluxo de detritos).....	191
Figura 53 - Peso do fluxo de detritos da barreira impermeável (H<15m, condição do fluxo de detritos).....	192
Figura 54 - Método de cálculo da seção de escoamento Ad e da largura do escoamento Bda do fluxo de detritos Ad.	193
Figura 55 - Profundidade da água e velocidade média de escoamento do fluxo de detritos (Esquerda: Yakedake, Direita Namekawa)	195
Figura 56 - Ponto de incidência da força de impacto do bloco na asa	197
Figura 57 - Constante de experimento da força de impacto do bloco β	199
Figura 58 - Cálculo da excentricidade e verificação contra tensões de tração na base da barreira.	204
Figura 59 - Itens necessários para o dimensionamento da barreira	209
Figura 60 - Forças e diagrama de tensões da barreira impermeável (condições de fluxo de detritos, parte transbordante).	212
Figura 61 - Forças e diagrama de tensões da barreira impermeável (condições de cheia, parte transbordante).	214
Figura 62 - Diagrama de cargas da barreira impermeável (condições de preenchimento de sólidos, parte transbordante)	215
Figura 63 - Solicitações na parte não transbordante da barreira impermeável.....	216
Figura 64 - Vista frontal do trecho do vertedouro considerando as condições de fluxo de detritos (na seção 1 o fluxo transborda pelas asas)	217
Figura 65 - Modo de incidência da carga hidrodinâmica.	218
Figura 66 - Diagrama de cargas da barreira impermeável (condições de fluxo de detritos – parte não transbordante).....	219
Figura 67 - Diagrama de cargas da barreira impermeável (condições de cheia – parte não transbordante).	220
Figura 68 - Diagrama de cargas da barreira impermeável (condições de preenchimento de sólidos – parte não transbordante).....	221



5. BARREIRA SABO IMPERMEÁVEL

As Barreiras SABO impermeáveis são estruturas destinadas à retenção total ou parcial do material transportado pelos fluxos de detritos, promovendo o armazenamento temporário de sedimentos e troncos a montante da estrutura. Diferentemente das barreiras permeáveis, sua função principal é impedir a propagação do fluxo de detritos para jusante, sendo geralmente empregadas em locais onde se busca controlar a geração ou a progressão desses fluxos ao longo do talvegue.

5.1. Aspectos gerais da barreira

5.1.1. Barreira SABO Impermeável sem piscina de absorção

Nas Figuras 1 a 3, são apresentados desenhos de planta baixa, seção transversal, frontal e isometria da barreira impermeável sem piscina de absorção, visando destacar suas partes constituintes.

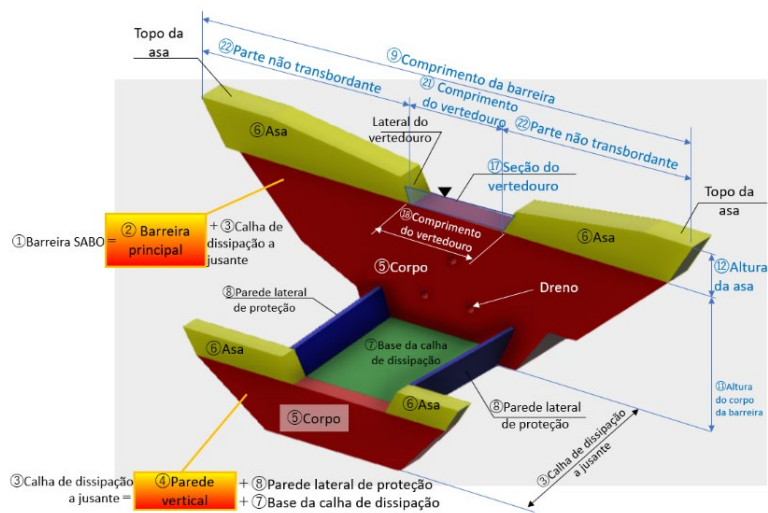


Figura 20 - Vista isométrica da barreira impermeável sem piscina de absorção

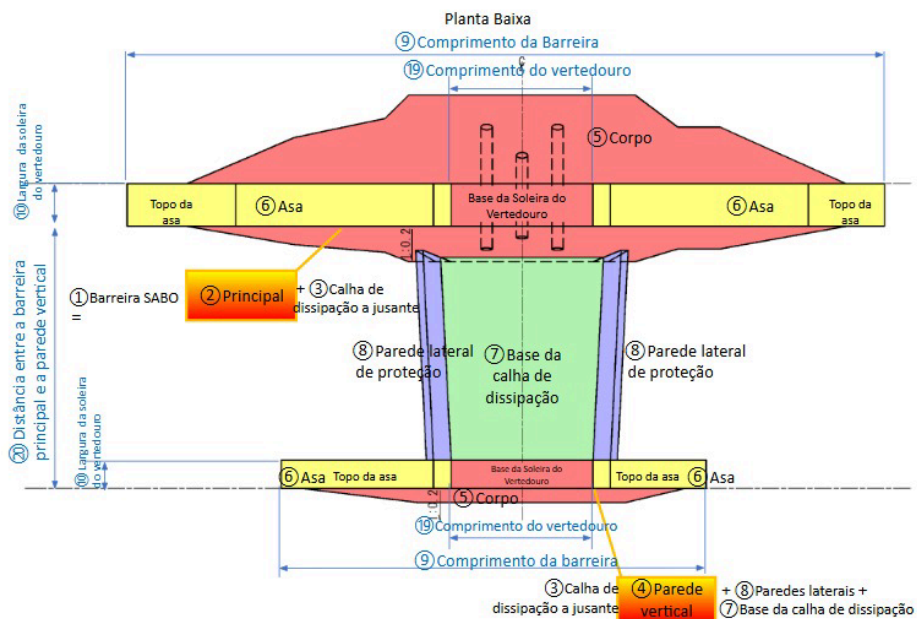
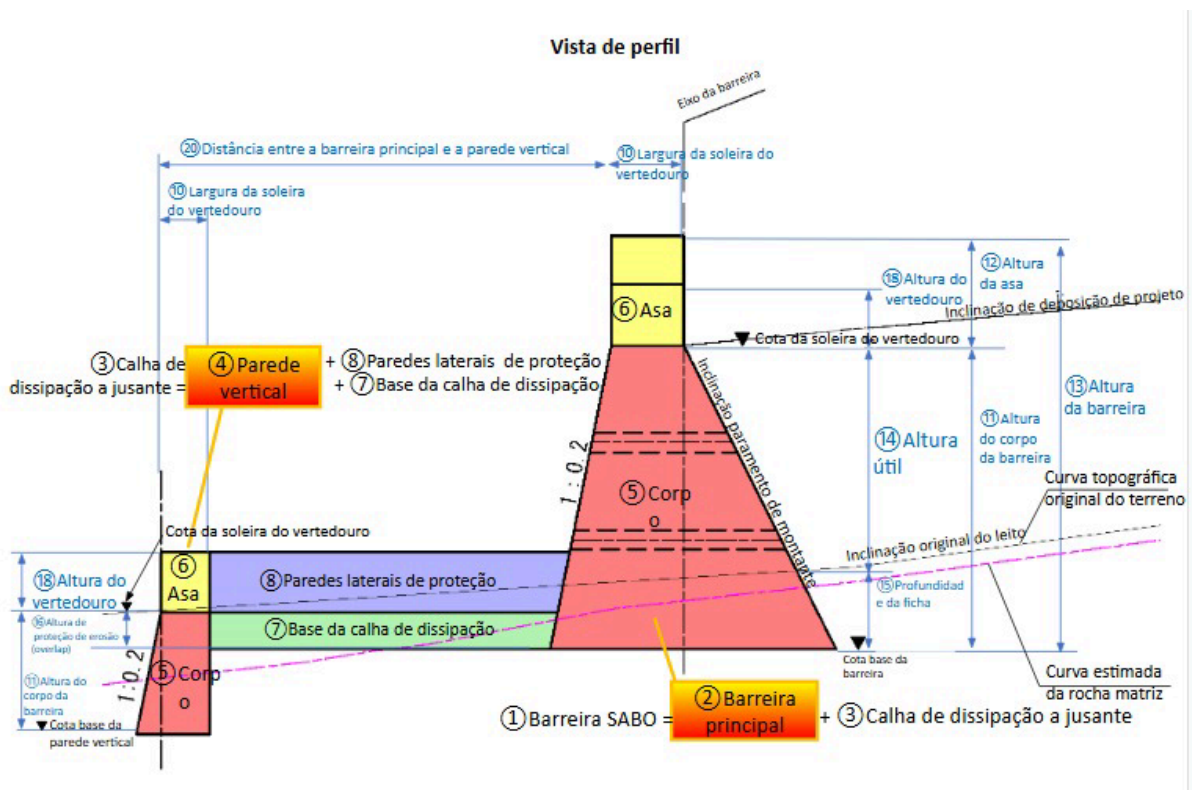


Figura 21 - Planta baixa da barreira impermeável sem piscina de absorção

Figura 22 - Seção transversal da barreira impermeável sem piscina de absorção

5.1.2. Barreira SABO Impermeável com piscina de absorção



Nas Figuras 4 a 6, são apresentados desenhos de planta baixa, seção transversal, frontal e isometria da barreira impermeável com piscina de absorção, visando destacar suas partes constituintes. Piscinas de absorção são executadas para a atenuação da energia da água e dos sedimentos que transbordam pela barreira principal. Sua implantação é recomendada quando haja mudança na direção do fluxo a jusante da barreira principal ou quando se pretende conter parte do material que transborda pelo vertedouro (ver Item 5.2.5.3).

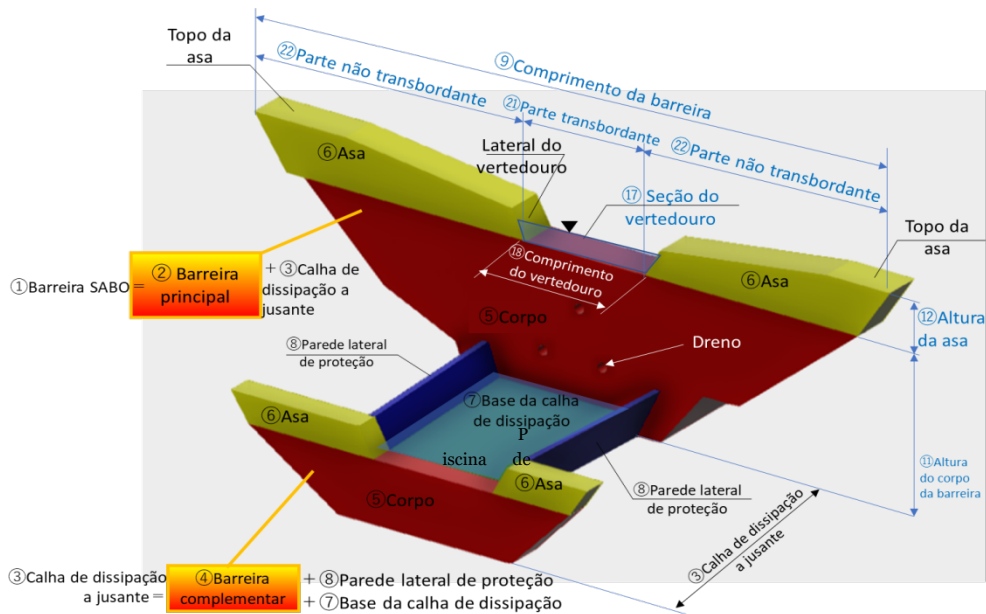


Figura 23 - Vista isométrica da barreira impermeável com piscina de absorção

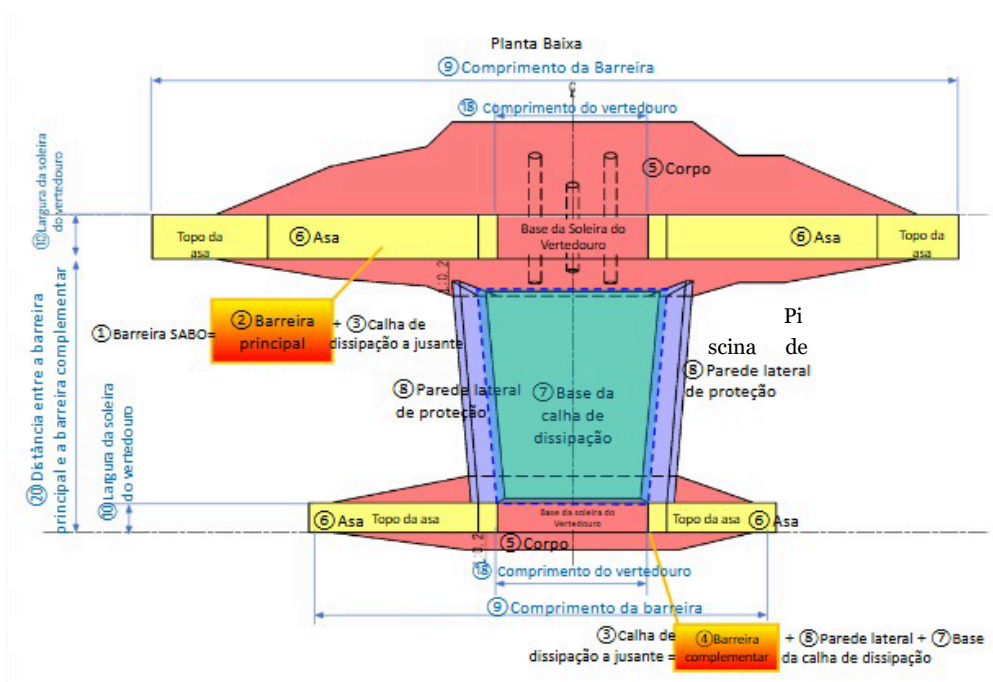


Figura 24 - Planta baixa da barreira impermeável com piscina de absorção

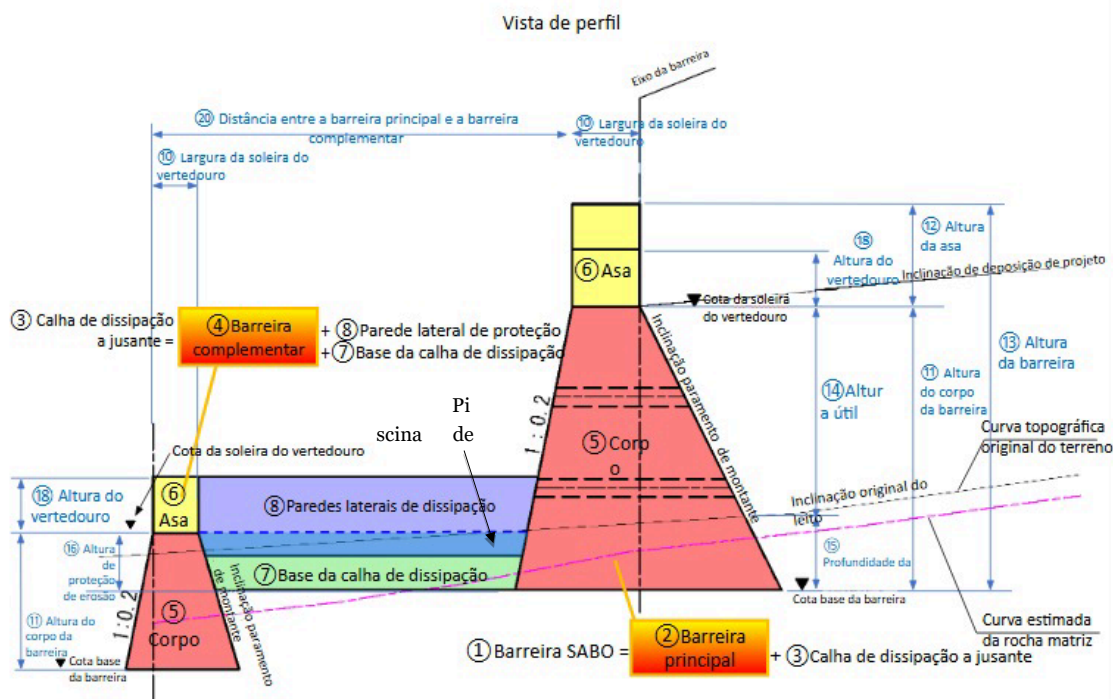


Figura 25 - Seção transversal da barreira impermeável com piscina de absorção

5.2. ETAPAS DA ELABORAÇÃO DO PROJETO DE ENGENHARIA

Após a seleção da modalidade barreira impermeável (ver Capítulo 3), o projeto de engenharia da estrutura deve ser desenvolvido de forma integrada, contemplando o dimensionamento hidráulico do vertedouro, o dimensionamento estrutural do corpo da barreira (parte transbordante e não transbordante), o dimensionamento das asas e a definição das estruturas de proteção e dissipação de energia a jusante (Figuras 1 a 6). O projeto de engenharia deve ser desenvolvido com base nos resultados dos levantamentos detalhados do local previsto para sua construção.

A definição da geometria da barreira impermeável não deve considerar apenas aspectos construtivos, mas também o comportamento hidráulico do fluxo de detritos e as condições de carregamento impostas à estrutura. Dessa forma, a configuração geométrica adotada influencia diretamente a distribuição das

pressões exercidas pelo material retido e, conseqüentemente, as verificações de estabilidade da barreira.

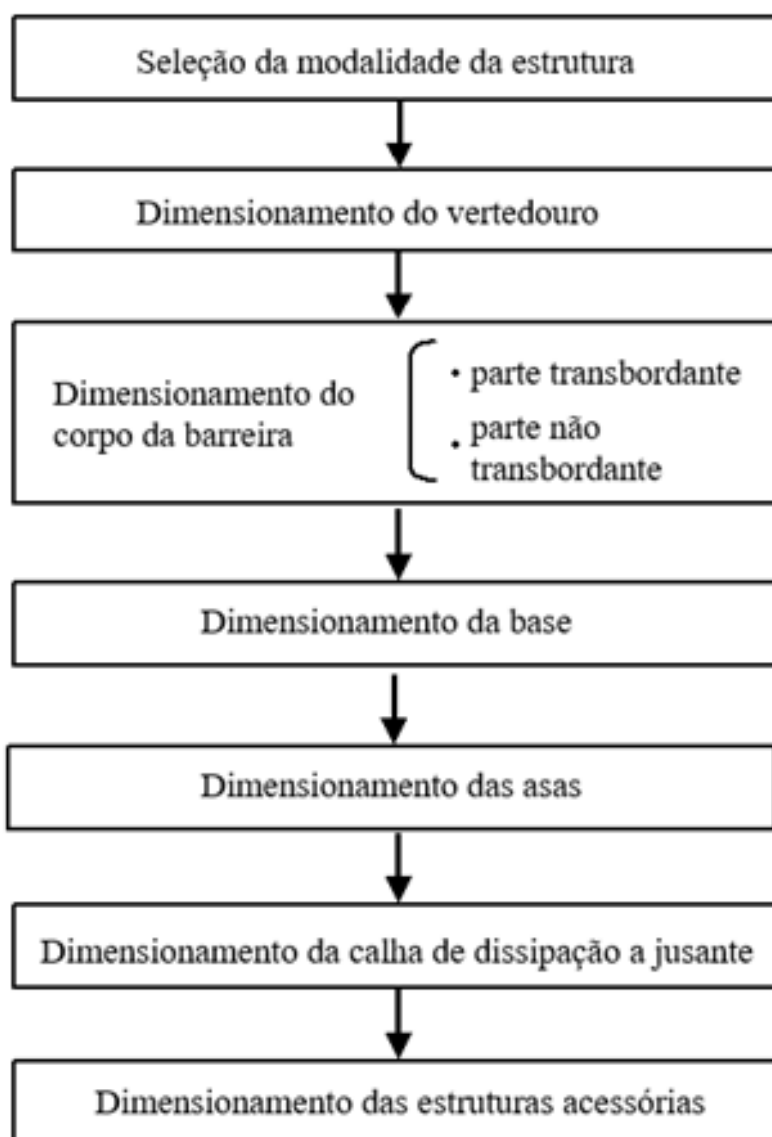


Figura 26 - Etapas da elaboração do projeto de engenharia da barreira impermeável

Fonte: Elaborada pelo Projeto Sabo

As dimensões da estrutura apresentadas no projeto de engenharia da barreira impermeável são definidas utilizando a unidade metro e resolução de acordo com a Tabela 1.

Tabela 4 - Valores de referência da barreira impermeável.

Parte	Item	Unidade	Valor de referência
Vertedouro	Comprimento do vertedouro	m	Unidade de 0,1m
	Altura do vertedouro	m	Unidade de 0,1m
	Inclinação da lateral do vertedouro	1V:XH	Unidade de 0,05
	Altura da lâmina d'água de projeto	m	Unidade de 0,1m
Corpo da barreira	Altura do corpo da barreira	m	Unidade de 0,5m
	Altura da barreira	m	Unidade de 0,5m
	Comprimento da barreira	m	Unidade de 0,5m
	Largura da soleira do vertedouro	m	Unidade de 0,1m
	Inclinação do paramento da barreira	1V:XH	Unidade de 0,05
Asas	Altura da asa	m	Unidade de 0,1m
	Largura do topo da asa	m	Unidade de 0,1m
	Inclinação da asa	1V:XH	Unidade de 0,05
Calha de dissipação a jusante	Comprimento da base da calha de dissipação	m	Unidade de 0,5m
	Espessura da base da calha de dissipação	m	Unidade de 0,1m (arredondar para cima)
	Inclinação da base da calha de dissipação	1V:XH	Unidade de 0,05
	Altura do corpo da barreira	m	Unidade de 0,5m
	Comprimento da barreira	m	Unidade de 0,5m
	Largura da soleira do vertedouro	m	Unidade de 0,1m
	Inclinação do paramento da barreira complementar	1V:XH	Unidade de 0,05
	Altura da parede lateral de proteção	m	Unidade de 0,1m
Inclinação da parede lateral de proteção	1V:XH	Unidade de 0,05	

Fonte: Elaborada pelo Projeto Sabo

5.3. CRITÉRIOS DE PROJETO DA BARREIRA IMPERMEÁVEL

5.3.1. Dimensões da parte transbordante

5.3.1.1. Aspectos gerais

A parte transbordante da barreira corresponde ao trecho onde é implantado o vertedouro, devendo ser projetada de forma a garantir o escoamento do fluxo de detritos e da vazão de cheia. A parte transbordante da barreira deve ser projetada de forma que o fluxo de detritos e a água das cheias passem sem danificar a estrutura.

A estrutura deve ser projetada de modo a atender às verificações usuais de estabilidade, incluindo estabilidade ao tombamento, ao deslizamento, verificação da capacidade de carga da fundação e verificação dos esforços internos na estrutura.

5.3.1.2. Largura do topo da barreira (asa e vertedouro)

A largura da soleira do vertedouro (topo da barreira, Figura 8) é definida de modo que resista ao impacto de blocos no período de fluxo de detritos. Deve-se garantir que a largura mínima seja igual ao dobro do valor de D_{95} da distribuição granulométrica dos blocos. Geralmente, as barreiras são de concreto não armado, com espessura da soleira do vertedouro entre 3 e 4 metros. Quando a espessura do topo da barreira prevista em projeto for superior a 4 metros, deve-se adotar o valor de 4 m e incluir intervenções em concreto armado para ligação das asas ao corpo da barreira (item 5.4.5.2.) e/ou medidas de amortecimento do impacto dos blocos sobre as asas a montante. Intervenções de amortecimento usualmente adotadas no Japão são madeiramento ou solo cimento na face de montante das asas.

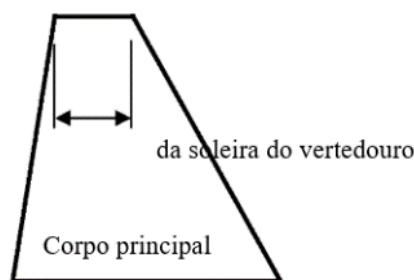


Figura 27 - Seção transversal, indicando a largura da soleira do vertedouro.

Fonte: Manual of Technical Standard for establishing Sabo master plan for debris flow and driftwood, MLIT Sabo Planning Division Sabo Department

5.3.1.3. Inclinação do paramento de jusante

Deve-se buscar que o paramento de jusante da barreira não seja danificado pela passagem de material sólido transbordado. Geralmente, a inclinação do paramento de jusante da parte transbordante da barreira é de 1V:0,2H. Para a avaliação dos danos na superfície do concreto causados pela colisão do material carregado, foram realizados experimentos com quedas sequenciais de esferas de aço sobre um paramento inclinado, demonstrando que, para a inclinação do paramento de jusante em 1V:0,2H, o desgaste é quase nulo, validando a inclinação tradicionalmente empregada no Japão (Toyofuku et al, 2016).

Toshiyasu Toyofuku, Takenori Matsunaga, Hiromi Tsurukubo, Toshihide Toyofuku, Shinya Nakayama: Estudo sobre a previsão do avanço do desgaste na superfície do concreto. Coletânea de artigos da Associação de Engenharia Civil E2 (Materiais e estruturas de concreto). Vol. 72, No. 4, p. 380-399, 2016.

Para a adoção de um paramento menos vertical, devem ser atendidos os seguintes critérios:

- O material sedimentado no leito do canal, no ponto de referência de projeto da barreira, deve apresentar diâmetro máximo inferior a 75 mm e o volume de sólidos a ser carregado for pouco significativo;
- Deve ser elaborado e estabelecido um plano de remoção de sólidos após a retenção do fluxo de detritos.

De qualquer forma, a inclinação paramento de jusante deve ser mais íngreme do que a encontrada através da fórmula abaixo, respeitando os limites 1V:0,2H e 1V:1H.

$$\frac{L}{H} = \sqrt{\frac{2}{gH}} U$$

Onde:

L/H : inclinação do paramento de jusante (Figura 9)

g : aceleração gravitacional (9.81m/s²)

H : altura da barreira (m)

U : velocidade do fluxo de detritos ou dos troncos carregados (m/s), definida em cerca de 50% da velocidade calculada a partir da hidrodinâmica do fluxo de detritos

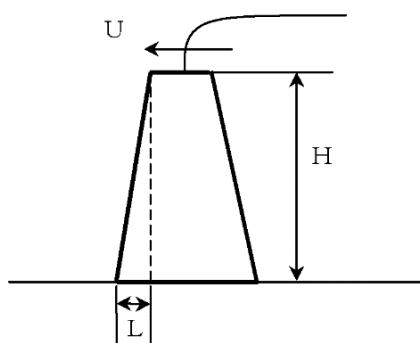


Figura 28 - Inclinação do Paramento de Jusante

Fonte; Manual of Technical Standard for establishing Sabo master plan for debris flow and driftwood, MLIT Sabo Planning Division Sabo Department

5.3.1.4. Inclinação do paramento de montante

O paramento de montante da parte transbordante da barreira deve ser definido de forma que satisfaça às condições de estabilidade: tensões admissíveis no concreto; estabilidade ao tombamento; ao deslizamento e; capacidade de carga da fundação.

Após definir-se a vazão e as cargas de projeto, a altura da barreira e a inclinação do paramento de jusante, realizam-se análises de estabilidade da parte transbordante e se define a inclinação do paramento de montante de forma a satisfazer às condições de equilíbrio. Quanto mais verticalizada for a inclinação do paramento de montante mais econômico será o projeto.

5.3.2. Dimensões da parte não transbordante

A barreira é composta do corpo principal e asas laterais, que têm a função de conectar estruturalmente a barreira às margens do vale e impedir o extravasamento lateral do fluxo de detritos. A parte não transbordante é onde ficam as asas, sendo aquela pela qual os fluxos de detritos e a água das cheias não sobrepõem a estrutura. Forças externas também agem nesta parte da barreira. Também para esse trecho da barreira, devem ser satisfeitas as condições de equilíbrio externo e interno: estabilidade ao tombamento; ao deslizamento; capacidade de carga da fundação e; esforços internos no corpo da barreira.

Para a base da asa (parte não transbordante) se adota a mesma largura da soleira do vertedor (parte transbordante).

Com o objetivo de facilitar a execução da obra, os paramentos das seções transbordantes e não transbordantes podem ser adotados com a mesma inclinação. Entretanto, em condições específicas, a adoção de uma única inclinação pode não ser economicamente adequada, devendo-se, nesses casos, prever inclinações diferenciadas para cada trecho, bem como transições entre elas. Recomenda-se que a transição seja realizada na porção central do painel de concreto, no intervalo entre a junta mais próxima da seção transbordante e a junta subsequente (Figura 10). Caso a inclinação do paramento de jusante seja alterada, a inclinação mais vertical deverá ser limitada a 1V:0,2H.

Caso o curso do leito seja curvo ou em situações nas quais se prevê carreamento de muito material sólido, evita-se atenuar a inclinação do paramento de jusante, devido ao risco de galgamento sobre as asas. No entanto, quando não for necessário considerar o impacto e o desgaste decorrentes da queda de blocos e de sedimentos na parte não transbordante, é possível suavizar a inclinação do paramento de jusante neste trecho.

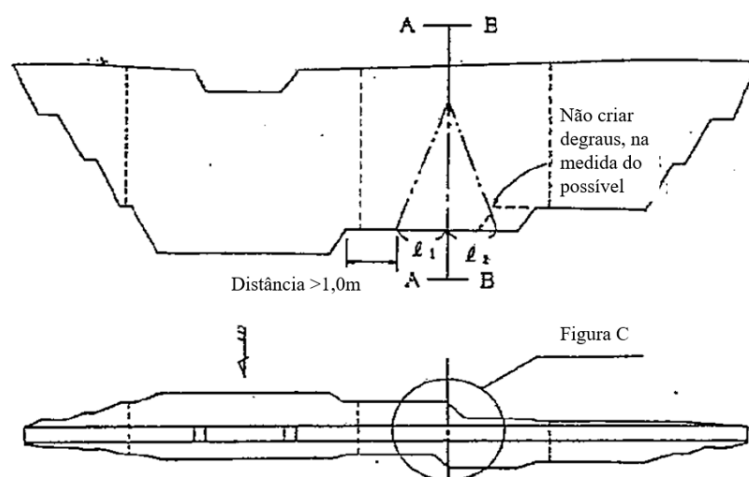


Figura 29 - Local de definição caso a parte não transbordante tenha seção reversa

Fonte: Manual de Projetos de Engenharia e Execução de Obras, Seção Sabo, Província de Miyagi.

5.3.2.1. Inclinação do paramento de montante

No cálculo de estabilidade das seções da parte não transbordante, deve-se incluir a altura das asas. Quanto mais a inclinação do paramento de montante se aproximar da vertical, maior será a economicidade da seção.

Após serem definidas a vazão, as cargas de projeto, a altura da barreira e a inclinação do paramento de jusante, realizam-se cálculos de estabilidade da parte não transbordante (estabilidade ao tombamento, ao deslizamento, a capacidade de carga da fundação e esforços internos no corpo da barreira) e encontra-se a inclinação necessária de paramento de montante que satisfaça as condições de equilíbrio.

5.3.3. Dimensionamento da fundação

5.3.3.1. Terreno da fundação

É recomendável que a fundação da barreira seja executada em maciço rochoso competente, de forma a garantir adequada capacidade de carga e reduzir

a possibilidade de erosão ou instabilidade na base da estrutura. Quando esta condição não for viável, admite-se fundação em solo. Quando a capacidade de carga não for adequada, deve-se providenciar o tratamento do terreno. Em situações nas quais a fundação ocorre em depósitos coluvionares ou materiais com presença significativa de blocos, recomenda-se avaliar cuidadosamente as condições de escavação e a continuidade do maciço de fundação, uma vez que a heterogeneidade desses depósitos pode influenciar o comportamento da estrutura.

5.3.3.2. Ficha

Na fundação da barreira, mesmo em terrenos com capacidade de carga adequada, deve-se garantir fichas de, pelo menos, 1 a 2 m em terreno rochoso, e 2 a 3 m, no caso de solo (Figuras 11, 12 e 13).

A superfície de escavação para execução da base da barreira deve ser horizontal. Ressalta-se que superfícies inclinadas a jusante são desfavoráveis para a estabilidade da barreira.

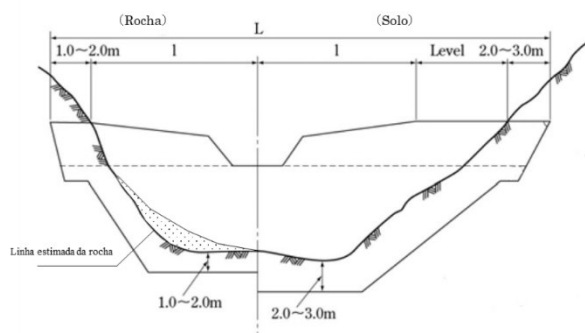


Figura 30- Altura da ficha da barreira (seção longitudinal)

Fonte: Procedimentos para Projetos de Engenharia de Instalações Sabo (Minuta)
Secretaria de Desenvolvimento Regional de Chubuo – MLIT

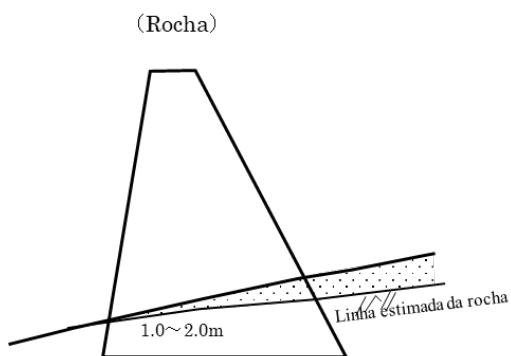


Figura 31 - Ficha da barreira assente em rocha (seção transversal ao canal)

Fonte: Elaborada pelo Projeto Sabo

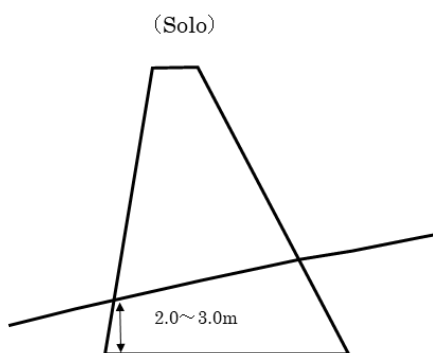


Figura 32 - Ficha da barreira assente em solo (seção transversal à barreira)

Fonte: Elaborada pelo Projeto Sabo

5.3.3.3. Tratamento da fundação

Quando a capacidade do terreno de fundação não for adequada, deve ser realizado o tratamento do terreno, levando em consideração aspectos técnicos, construtivos e econômicos.

Listam-se abaixo procedimentos comumente utilizados:

- Substituição de material com baixa capacidade de carga por concreto ou outros materiais (ex.: enrocamento);
- Aumento da largura da base da barreira visando a redução das tensões atuantes.

5.3.4. Dimensionamento das asas

5.3.4.1. Aspectos gerais

No projeto busca-se que as asas da barreira não sejam galgadas por água de cheias ou outros materiais. As asas das barreiras devem ser projetadas de forma a atender à segurança estrutural e os seguintes aspectos:

- 1) O paramento a montante e a jusante deve ser vertical (Figura 14);
- 2) A inclinação do topo das asas (na direção longitudinal da barreira) deve ser inferior à declividade do leito do canal fluvial (Figura 15);
- 3) O encaixe das asas nas margens (engastamento nas ombreiras) deve ser aprofundado até que atinja estabilidade similar à da fundação da barreira;
- 4) Quando a localização da barreira for em trechos curvos dos canais, a altura da asa na margem externa deve ser definida considerando o desnível da lâmina d'água que ocorre devido ao desvio do escoamento.

5.3.4.2. Formato das asas

5.3.4.2.1. Largura das asas

A largura das asas (Figura 14) deve ser igual à largura da soleira do vertedouro. Em função dos impactos devido ao escoamento do fluxo de detritos, avalia-se a segurança ao cisalhamento e, caso seja julgado que são necessários reforços, realizam-se medidas tais como o aumento da espessura das asas, a inserção de barras de aço (chumbadores) no corpo da barreira e nas asas, entre outras.

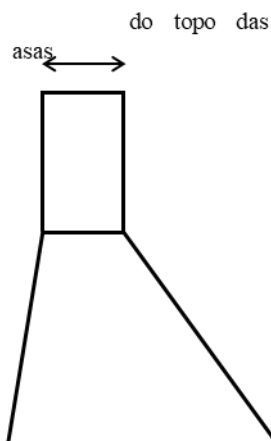


Figura 33 - Largura do topo das asas

5.3.4.2.2. Inclinação longitudinal do topo das asas

A inclinação do topo das asas (na direção longitudinal ao comprimento da barreira) deve ser tal de forma a evitar o galgamento, sendo, em geral, equivalente à inclinação prevista de deposição dos sedimentos (Figura 16).

Quando ocorre o carreamento de sedimentos nos momentos de cheia, pode ocorrer a deposição em leque a montante das asas (Figura 16), podendo favorecer o galgamento das asas da barreira. No período de preenchimento completo de sólidos na barreira, a água escoada espraia em forma de leque por toda a superfície de deposição e se concentra novamente no vertedouro. Neste processo, há uma concentração de fluxo em direção ao vertedouro, formando-se ravinas. Quanto mais distante do vertedouro, em direção às ombreiras, mais alta ficará a superfície de deposição. Em função disso é necessário aumentar a altura das asas por meio da inclinação do seu topo.

Dessa forma, deve-se prever que a inclinação no topo das asas seja equivalente à declividade da deposição, devendo o comprimento da asa ser estendido até a encosta.

Além disso, sua configuração deve obedecer aos seguintes critérios:

a) Nos casos em que o comprimento das asas direita e esquerda forem diferentes, os comprimentos dos trechos inclinados das asas deverão ser iguais, sendo adotado o do trecho mais curto (Figura 15);

b) Nos casos em que o comprimento da barreira for muito longo, deve-se estabelecer um ponto de inflexão, a partir do qual a asa será horizontal. Uma referência para estabelecer o ponto de inflexão, é quando a altura da asa atingir 1 m contado do bordo superior do vertedouro (Figura 15). Por exemplo, caso a inclinação das asas seja 1/10, o comprimento do trecho inclinado será 10m.

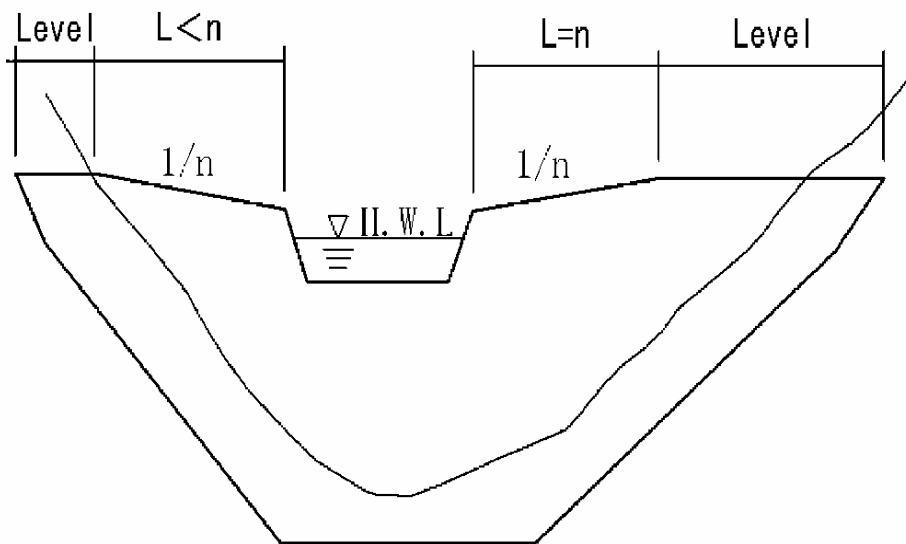


Figura 34 - Comprimento e inclinação do topo das asas

Fonte: Elaborada pelo Projeto Sabo

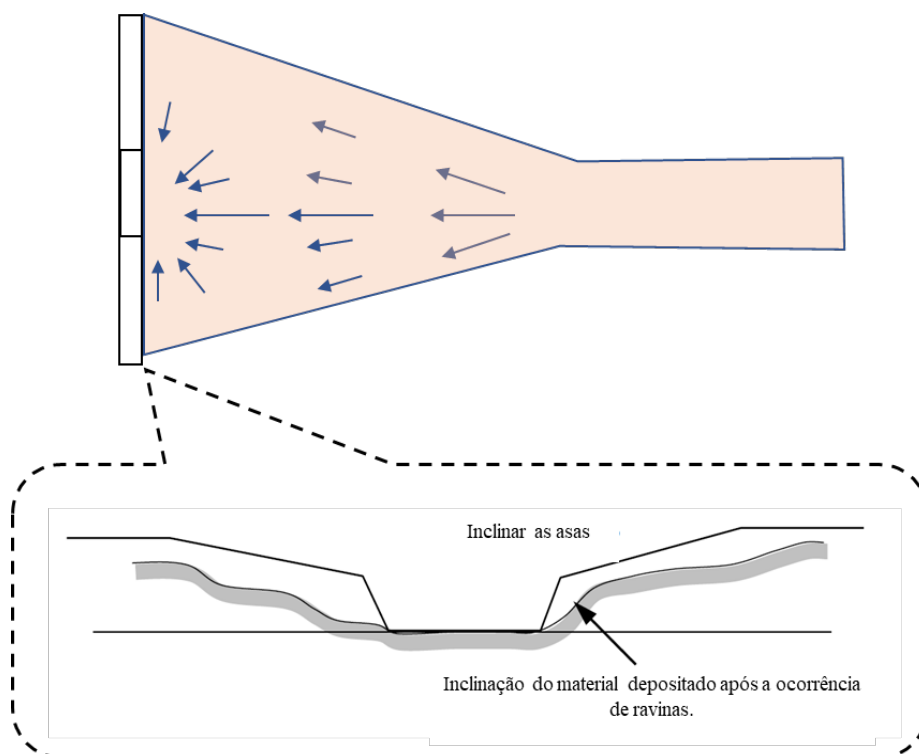


Figura 35 - Influência da sedimentação em leque na área de deposição

Fonte: Elaborada pelo Projeto Sabo

5.3.4.3. Dobra da asa

Comumente, a asa fica em linha reta ao longo do eixo da barreira. Existem casos nos quais não é adequado adotar a barreira em linha reta, devido às condições geológicas das ombreiras ou quando a topografia do talvegue exigir. Nestes casos, deve-se estabelecer uma dobra na parte não transbordante para montante (Figura 17). O ângulo de dobra (θ) deve ser inferior a 45° . Além disso, a seção da dobra não deve coincidir com a junta de dilatação. A distância mínima da seção da dobra até a junta de dilatação deve ser superior a 3 metros.

Idealmente, a dobra deve ser posicionada no trecho horizontal da asa. No entanto, havendo a necessidade de inclinação das asas (Item 5.3.4.2.2) ou quando a dobra acarrete que as asas horizontais fiquem abaixo da superfície de deposição de projeto, a dobra poderá ser projetada em trecho inclinado.

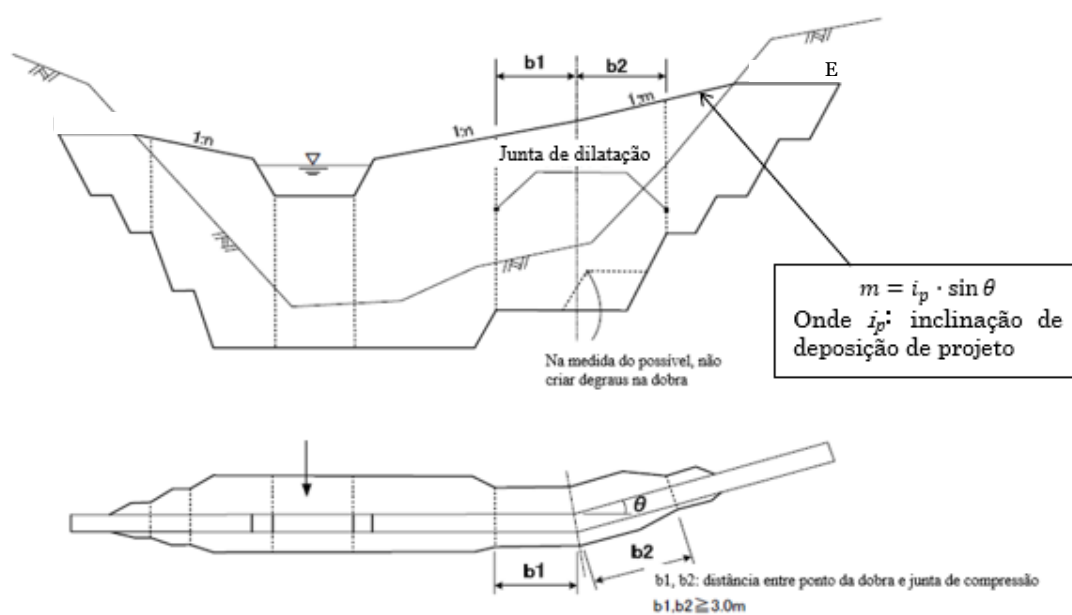


Figura 36 - Dobra da asa em trecho da asa com inclinação

Fonte: Manual de Projetos de Engenharia e Execução de Obras, Seção Sabo, Província de Miyagi.

5.3.4.4. Encaixe das asas (ombreiras)

5.3.4.4.1. Profundidade de encaixe

Idealmente, o encaixe das asas nas ombreiras deve ser implementado em terreno com resistência equivalente à da fundação do corpo principal da barreira. Na região das ombreiras, a barreira também recebe as solicitações dos fluxos de detritos e das cheias. Portanto, a profundidade do encaixe das asas deve ser implementada em terreno com resistência equivalente à da fundação do corpo principal da barreira.

Em linhas gerais, a profundidade do encaixe das asas em ambas as ombreiras, tal como na fundação, deve ser entre 1 e 2 m para os terrenos rochosos, e de 2 a 3 m em solo (Tabela 2 e Figura 18). No caso de terreno em solo, podem ser necessárias estruturas de contenção a montante e a jusante para garantir a estabilidade do encaixe.

Tabela 5 - Profundidade de encaixe das asas.

Tipo de terreno	Profundidade do encaixe(H)	Observações
Rocha dura	>1.0m	
Rocha branda	>1.5m	Rocha branda I ou II
Pedregulho	>2.0m	
Solo arenoso	>3.0m	

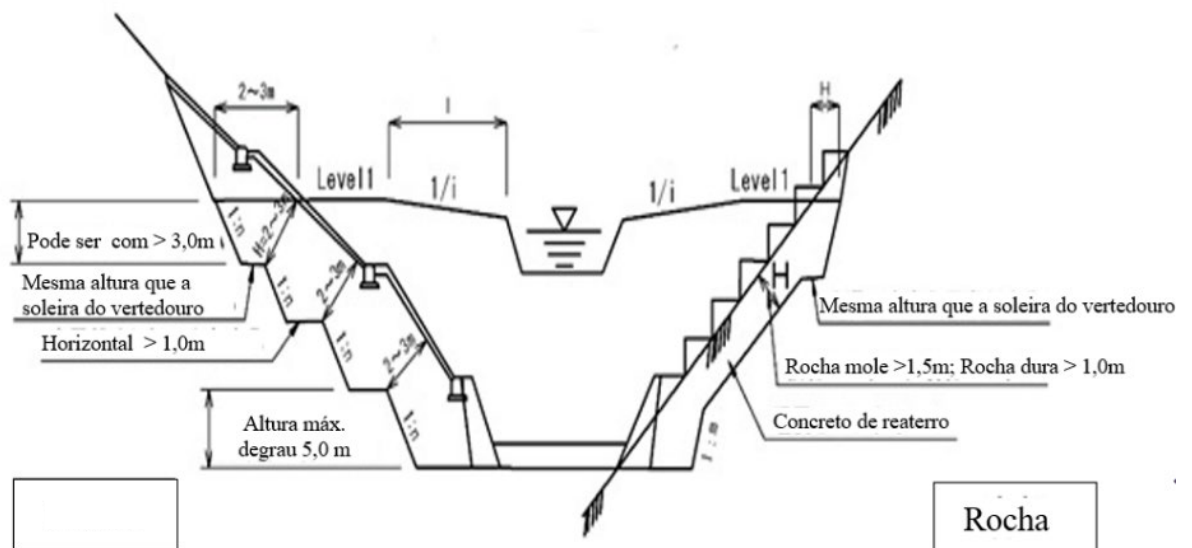


Figura 37 - Encaixe das asas

Fonte: Diretrizes Técnicas Sabo da Província de Aomori, 2017

5.3.4.4.2. Corte escalonado

O corte para a implantação das asas e das fundações nas ombreiras deve ser em degraus (altura inferior a 5 m e patamar superior a 1 m, Figura 18).

Deve-se adotar inclinações padronizadas conforme Tabela 3, tanto na direção longitudinal quanto transversal.

Tabela 6 - Inclinação do corte em degraus

Tipo de terreno	Inclinação do corte escalonado	Observação
Rocha dura	1V:0,1H	
Rocha branda	1V:0,3H	
Pedregulho	1V:0,5H	
Solos arenosos	1V:0,5H	Em caso de solo argiloso dependerá da situação local

Quando a altura vertical da escavação das ombreiras for superior a 5 m, recomenda-se que sua inclinação seja de 1V:0,6H.

5.3.4.5. Reforço das asas

5.3.4.5.1. Requisitos para reforço das asas

Usando os resultados do cálculo de estabilidade das asas, verifica-se se o formato das asas satisfaz as condições necessárias à estabilidade (estabilidade ao tombamento, ao deslizamento, a capacidade de carga da fundação e aos esforços internos). Com base nos resultados do cálculo de estabilidade, quando necessário, procede-se o reforço das asas.

Considerando que o formato de cada um dos painéis de concretagem, delimitados pelas juntas das asas, pode variar ao longo da estrutura, deve-se realizar o cálculo de estabilidade das asas individualmente para cada painel. Quando os resultados indicarem que os painéis não atendem às condições de estabilidade, devem ser adotadas as seguintes medidas:

a) Quando o fator de segurança ao cisalhamento na interface entre as asas e o corpo for inferior a 4:

Garante-se a estabilidade com a ampliação do lado a montante das asas (Figura 19) ou atenua-se o impacto com a instalação de materiais amortecedores também do lado a montante (Figuras 20 e 21). Os materiais amortecedores visam reduzir a força de impacto dos troncos carreados e matacões que incidem sobre as asas.

b) Quando a tensão de tração gerada na interface entre a asa e o corpo for superior à tensão de tração admissível:

Barras de aço devem ser implantadas para resistir às tensões de tração da interface entre as asas e o corpo da barreira, mobilizadas a montante (Figura 22), conforme exposto no item a seguir.

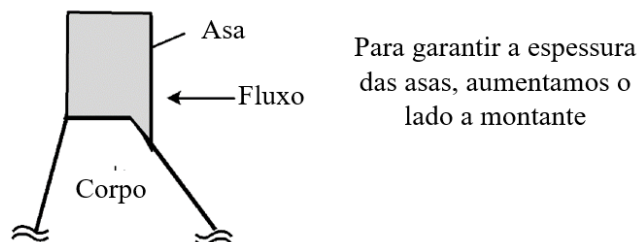


Figura 38 - Reforço das asas através da ampliação da espessura do topo

Fonte: Manual of Technical Standard for establishing Sabo master plan for debris flow and driftwood, MLIT Sabo Planning Division Sabo Department

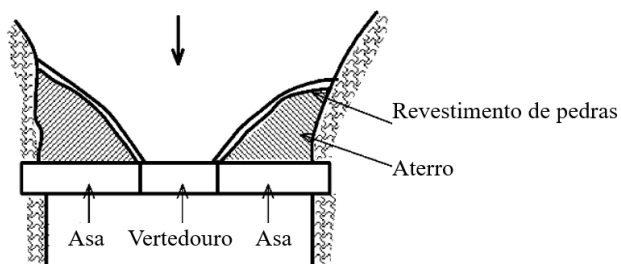


Figura 39 - Vista superior da proteção das asas (aterro e revestimento em pedra)

Fonte: Associação Nacional Sabo e Gestão de Cheias, Coletânea de Fórmulas de Projeto de Engenharia Sabo (Manual).



Figura 40 - Proteção das asas (materiais amortecedores – ex: madeiramento)

Fonte: Material cedido pela Yachiyo Engineering S.A.

5.3.4.5.2. Reforço com armadura de aço

Para avaliar a estabilidade do reforço com barras de aço, deve-se considerar o corpo da barreira como cantiléver das asas e determinar a seção de barras de aço necessária. O esforço que incidirá sobre as barras de aço não poderá ultrapassar sua tensão de aderência e a resistência à tração. A cobertura das barras de aço (distância entre a superfície a montante e o centro da barra de aço), considerando o desgaste do corpo da barreira, é padronizada em 30 cm.

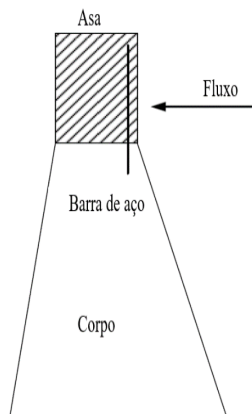


Figura 41 - Reforço das asas com barras de aço (geral)

Fonte: Manual de Projetos de Engenharia e Execução de Obras, Seção Sabo, Província de Miyagi.

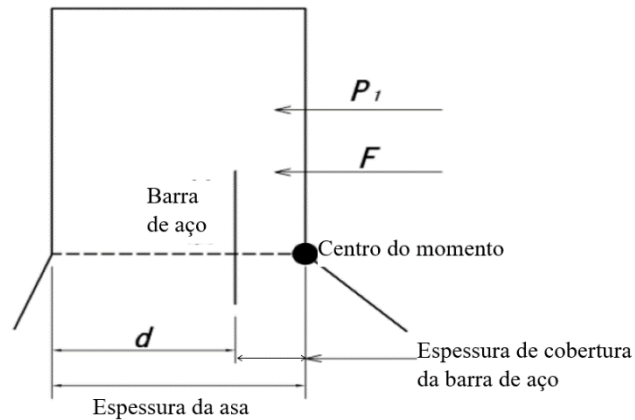


Figura 42 - Reforço das asas com barras de aço (detalhe)

Fonte: Manual de Projetos de Engenharia e Execução de Obras, Seção Sabo, Província de Miyagi.

(A) Método de cálculo da seção de barras de aço necessária por unidade de largura:

A seção de barras de aço necessária por unidade de largura é calculada a partir do momento fletor, M_{maxd} , que é obtido no cálculo de estabilidade das asas.

1) Momento fletor:

O momento fletor é calculado a partir do valor total do momento das forças horizontais que incidem nas asas (força de impacto do bloco ou troncos carregados e hidrodinâmica do fluxo de detritos).

$$M_{maxd} = \gamma(P_1 \cdot L_1 + F \cdot L)$$

Onde:

M_{maxd} : momento de projeto (Nm/m)

P_1 : força de impacto por unidade de largura (N/m)

F : hidrodinâmica do fluxo de detritos (N/m)

L_1, L : distância entre a extremidade a montante da base da asa até a linha de ação de cada força (m)

γ : coeficiente de ponderação das ações (=1,4).

2) Tensão de tração na armadura:

A resistência à tração de projeto das barras de armadura, $f_{ystd} = f_{ykst} / \gamma_s$, é calculada com o coeficiente de ponderação da resistência do aço $\gamma_s = 1,15$.

Onde:

f_{ystd} : resistência de projeto à tração do aço

f_{ykst} : resistência característica à tração do aço

γ_s : fator de ponderação da resistência do aço (=1,15).

3) Seção de barras de aço necessária por unidade de largura:

A seção de barras de aço necessária por unidade de largura pode ser obtida através da fórmula abaixo:

$$A_s = \frac{M_{maxd}}{\frac{7}{8.d} d f_{ystd}}$$

Onde:

A_s : seção de barras de aço necessária por unidade de largura (cm²/m)

d : distância da face de jusante ao centro da barra de aço (Figura 23) (cm)

A quantidade de barras de aço necessária por unidade de largura é definida em valor inteiro, de forma que satisfaça a fórmula abaixo:

$$X \geq \frac{A_s}{A_t}$$

Onde:

X : quantidade de barras de aço necessária por unidade de largura (unidade de barra)

A_t : área da seção de cada barra de aço (cm²)

(B) Verificação da tensão de aderência que incide na barra de aço:

Deve-se verificar se a tensão de aderência que incide na barra de aço não ultrapassa a tensão de aderência admissível do concreto, usando a força máxima de tração por unidade de comprimento T_{max}.

1) Força de tração de projeto nas barras de aço, por unidade de comprimento:

$$T_{maxd} = A_s f_{ystd} = \frac{M_{maxd}}{\frac{7}{8}d}$$

Onde:

T_{dmax} : força de tração de projeto resultante nas barras de aço (N/m)

M_{maxd} : momento máximo de projeto (N m/m)

2) Tensão de aderência admissível das barras de aço:

No caso de barras de aço nervurado, a tensão de aderência admissível do concreto f_{bd}, deve ser obtida segundo a NBR 6118, item 9.3.2, conforme indicado a seguir.

$$f_{bd} = \eta_1 \eta_2 \eta_3 f_{ctd}$$

Onde:

f_{ctd} : resistência à tração do concreto

η₁ : =2,25 para barras de aço nervuradas

η_2 : =0,7 para barra de aço na posição vertical (posição desfavorável na aderência)

η_3 : =1,0 para barra com diâmetro $\varphi < 32\text{mm}$.

A resistência à tração direta do concreto f_{ctd} é obtida em função da resistência característica à compressão f_{ck} pela equação seguinte:

$$f_{ctd} = (0,3f_{ck}^{\frac{2}{3}})/1,4$$

Para o concreto C20 ($f_{ck} = 20 \text{ MPa}$), de resistência mínima admitido pela norma NBR 6118, obtém-se, por exemplo:

$$f_{ctd} = \frac{0,3 \cdot 20^{\frac{2}{3}}}{1,4} = 1,6 \text{ MPa}$$

$$f_{bd} = 2,25 \cdot 0,7 \cdot 1,0 \cdot 1,6 = 2,5 \text{ MPa}$$

3) Tensão de aderência que incide nas barras de aço:

Verificar se a tensão de aderência que incide na barra de aço (τ_0), que é calculada pela fórmula abaixo, não ultrapassa a tensão de aderência admissível do concreto (τ_0) ao considerar a resistência de curto prazo.

$$\tau_{0d} = \frac{T_{maxd}}{U} = \frac{M_{maxd}}{U \cdot \frac{7}{8} \cdot d}$$

Onde:

τ_0 : tensão de aderência que atua na barra de aço (N/mm^2)

d : distância da face de jusante da asa até o centro da barra de aço (m)

U : soma total do perímetro das barras de aço por unidade de comprimento (mm/m)

(C) Verificação da tensão de cisalhamento que atua no concreto:

Usando a força cortante do projeto S_{maxd} verificamos a segurança estrutural com a resistência de cisalhamento de projeto do concreto τ_{cd} .

1) Força cortante máxima de projeto

A força máxima de cisalhamento de projeto é calculada a partir do valor total das forças horizontais que incidem nas asas (força de impacto do bloco ou troncos carreados e hidrodinâmica do fluxo de detritos).

$$S_{maxd} = \gamma(P_1 + F)$$

Onde:

S_{maxd} : força cortante máxima de projeto (N/m)

F : hidrodinâmica do fluxo de detritos (N/m)

P_1 : força de impacto por unidade de largura (N/m)

γ : coeficiente de ponderação das ações (=1,4)

2) Tensão de cisalhamento admissível do concreto

A tensão de cisalhamento admissível do concreto τ_{cd} é calculada com base na NBR 6118.

$$\tau_{cd} = 0,6x0,15f_{cd}^{\frac{2}{3}}$$

Para o concreto de resistência mínima C20 ($f_{ck} = 20\text{MPa}$) admitido pela norma NBR 6118, obtém-se, por exemplo:

$$\tau_{cd} = 0,6x0,15(20)^{2/3} = 0,66\text{MPa}$$

3) Tensão de cisalhamento de projeto que atua no concreto

A partir da fórmula abaixo, pode-se verificar se a tensão de cisalhamento que atua no concreto (τ) supera ou não a tensão de cisalhamento admissível do concreto (τ'), considerando a resistência de curto prazo.

$$\tau_d = \frac{S_{maxd}}{b \cdot \frac{7}{8} \cdot d}$$

Onde:

τ_d : tensão de cisalhamento de projeto que atua no concreto (N/mm²)

d : distância da face de jusante da asa até o centro da barra de aço

b : unidade de largura das asas

(D) Arranjo das barras de aço:

O método de arranjo das barras de aço para o reforço deve considerar o seguinte:

- Por padrão, as barras principais são definidas através dos cálculos apresentados anteriormente, com diâmetro mínimo de 12,5mm (1/2”) e o espaçamento entre barras inferior a 30 cm. Uma vez que, quanto menor o espaçamento entre barras, maior é a eficácia, tendo como base a facilidade de execução da obra, é desejável, na medida do possível, distribuir um número maior de barras com diâmetro menor.
- Destaca-se que, a fim de assegurar a garantia de espessura de cobertura, por regra, as barras da armadura de distribuição posicionada transversalmente à armadura principal, são posicionadas a jusante das barras principais, conforme indicado na Figura 24.
- As barras de aço das asas são posicionadas até 30 cm abaixo do topo das asas, de modo a garantir a condição de recobrimento para a proteção contra a corrosão.
- O comprimento de penetração da armadura principal no corpo da barragem (comprimento de ancoragem) é o maior valor, arredondado para cima em unidades de 10cm, obtido pelas expressões a seguir, sendo 100 cm o mínimo a ser adotado (Figura 24).

$$L = \frac{f_{yd}}{4 \cdot f_{bd}} \cdot \emptyset$$

$$L \geq 20 \cdot \phi$$

Onde:

L : comprimento de fixação obtido pela tensão de aderência

f_{yd} : tensão de escoamento de projeto do aço

f_{bd} : tensão de aderência de projeto entre aço e concreto

ϕ : diâmetro da barra de aço

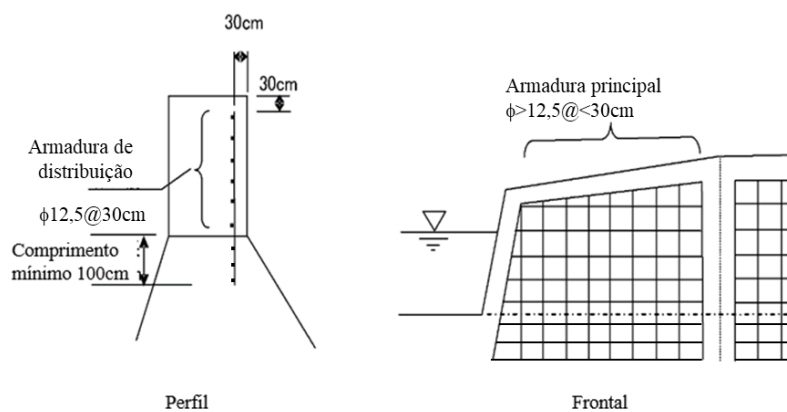


Figura 43 - Aspectos gerais do arranjo das barras de aço

Fonte: Procedimentos para Projetos de Engenharia de Instalações Sabo (Minuta)
Secretaria de Desenvolvimento Regional de Chubuo - MLIT

5.3.5. Proteção de Calha a Jusante

5.3.5.1. Aspectos Gerais

A obra de proteção de calha a jusante tem a finalidade de evitar a abrasão e erosão do leito do canal e do terreno da fundação a jusante da barreira principal devido à queda de blocos e o fluxo de água.

Destaca-se que, ao observar os casos de destruição de barreiras em concreto ocorridos no Japão (Figura 25), na maioria dos casos houve erosão causada pela água no terreno de fundação a jusante, expondo a base da barreira e promovendo trincas ou ruptura do corpo da barreira.

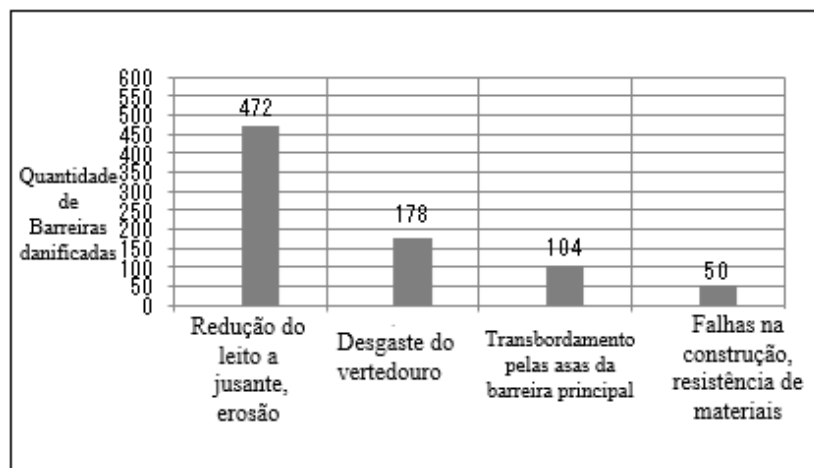



Figura 44 - Resultado do levantamento da situação real dos danos em barreiras no Japão.

Fonte: Nilim: Levantamento da situação real de desastres em Barreiras SABO, Material de Pesquisa da Construção Civil, 1514 Edição, junho de 1979.

5.3.5.2. Modalidades

Para atenuar a energia da água e dos sedimentos que transbordam pela barreira principal, executa-se uma obra de proteção da calha a jusante, geralmente constituída por uma piscina de absorção e/ou outros dispositivos de proteção, conforme descrito a seguir.


A obra de proteção da calha a jusante é composta pela base da calha de dissipação, paredes laterais de proteção e uma parede vertical (quando não há



piscina de absorção) ou uma barreira complementar (quando há piscina de absorção para atenuação de energia).

Nesta análise deve-se considerar os seguintes aspectos:

- a) A necessidade de instalar uma calha de dissipação torna-se muito baixa quando a fundação da barreira e a área a jusante forem constituídas de maciço rochoso competente e pouco fraturado, e o terreno a jusante, incluindo as margens, não for suscetível à erosão.
- b) Mesmo que a fundação seja em rocha dura, caso haja elevado impacto da queda da água devido à altura da barreira, é comum fazer a proteção da calha a jusante.
- c) No caso de fundação em solo, deve-se executar a proteção da calha a jusante, combinando-se a calha de dissipação e a parede vertical ou barreira complementar.
- d) Quando a vazão for elevada ou a granulometria do material carreado for mais grosseira, na maioria das vezes a proteção da calha a jusante também deve ser executada.
- e) Considerando a possibilidade de ocorrência de danos à calha de dissipação e às paredes laterais, a barreira principal e os elementos que compõem a proteção de calha a jusante (paredes laterais, calha de dissipação, barreira complementar ou parede vertical) devem ser concebidos como estruturas independentes, não solidárias entre si, de modo a evitar a propagação de danos.



A Figura 26 apresenta um fluxograma orientativo para a escolha da obra de proteção da calha a jusante.

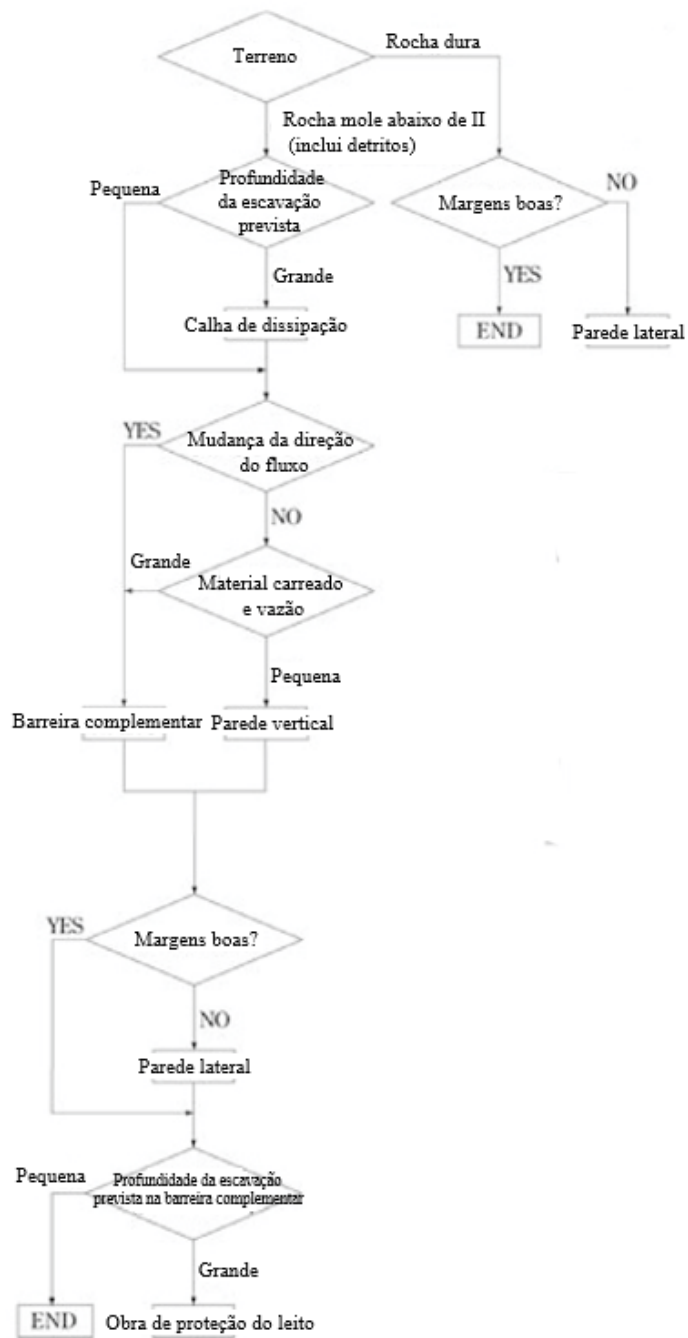


Figura 45 - Fluxograma para a escolha da obra de proteção de calha a jusante.

Fonte: Procedimentos para Projetos de Engenharia de Instalações Sabo (Minuta)
Secretaria de Desenvolvimento Regional de Chubuo - MLIT

5.3.5.3. Piscina de absorção e barreira complementar

5.3.5.3.1. Aspectos Gerais

A implantação de uma barreira complementar (Figura 27 e 28) garante a formação de uma piscina de absorção que atenua a energia da água que transborda pela barreira principal. Deve ser prevista quando se tem a mudança da direção do fluxo (Figura 28) ou para conter parte do material que passa pelo vertedouro, evitando assoreamento do canal, bem como a erosão do terreno da fundação a jusante da barreira principal.

5.3.5.3.2. Estrutura

A estrutura do corpo da barreira complementar, sua fundação e asas devem seguir o método de dimensionamento da barreira principal.

Neste caso, as asas deverão ser horizontais. Deve-se seguir as seguintes diretrizes:

- A seção do vertedouro da barreira complementar deve ter o mesmo formato da seção do vertedouro da barreira principal;
- A largura do topo da barreira complementar e a inclinação do paramento de jusante devem ser iguais à barreira principal;
- A profundidade da ficha e a altura da lâmina d'água da piscina de absorção (H_2) definem a altura da barreira complementar e do colchão d'água (Fig. 27);
- A inclinação do paramento de montante da barreira complementar é definida através do cálculo de estabilidade;
- Na determinação das forças externas de projeto da barreira complementar, considera-se apenas a pressão hidrostática correspondente à situação de cheia, uma vez que o fluxo de detritos deve ser retido na barreira principal e apenas água e sedimentos em suspensão alcançarão a barreira complementar.

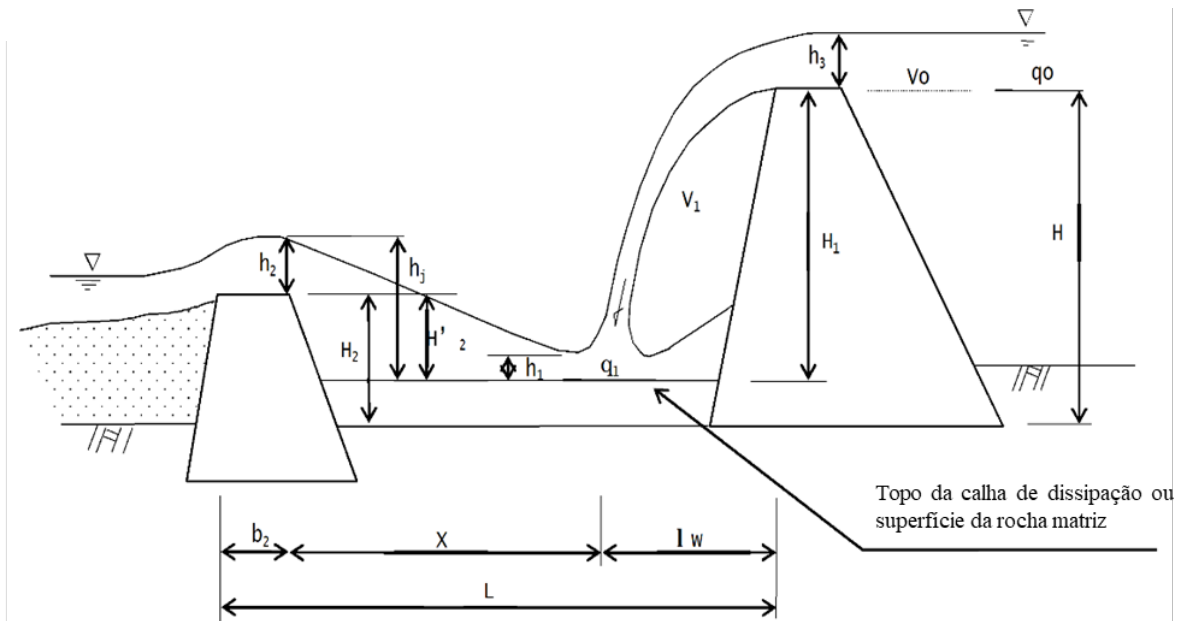


Figura 46 - Altura e posição da barreira complementar.

Fonte: Manual de Projetos de Engenharia e Execução de Obras, Seção Sabo, Província de Miyagi.



Figura 47 - Piscina de absorção e barreira complementar, com especial atenção a mudança de direção do fluxo da calha de montante para a de jusante.

Fonte: Procedimentos para Projetos de Engenharia de Instalações Sabo (Minuta)
Secretaria de Desenvolvimento Regional de Chubuo - MLIT

5.3.5.3.3. Posição

A posição da barreira complementar é definida buscando garantir as condições hidráulicas originais do canal pré-existente. A partir da experiência atual, a posição da barreira complementar é estabelecida utilizando uma equação empírica que calcula a distância entre a barreira principal e a complementar, em função da altura do corpo (H) e da altura da lâmina d'água (h_3) da parte transbordante da barreira principal (Fig. 28).

Apresenta-se abaixo a equação empírica:

$$L = (1.5 \text{ a } 2.0) \cdot (H_1 + h_3)$$

Onde:

L : distância entre as extremidades a jusante do topo das barreiras principal e complementar (m)

H_1 : altura medida do topo da calha de dissipação (ou superfície da rocha de fundação) até a soleira do vertedouro da barreira principal (m)

h_3 : altura da lâmina d'água que transborda pela barreira principal (m)

5.3.5.3.4. Altura

A altura da barreira complementar é definida de forma a garantir as condições hidráulicas originais do canal pré-existente. A altura da barreira complementar estabelece a profundidade da lâmina d'água da piscina de absorção (H_2), sendo determinada utilizando uma equação empírica apresentada a seguir.

$$H_2 = \left(\frac{1}{3} \text{ a } \frac{1}{4} \right) \cdot H$$

Onde:

H_2 : altura (m) da água da piscina de absorção, contada a partir da base da calha de dissipação ou da superfície da rocha até o topo da barreira complementar (m)

H : altura do corpo da barreira principal (m)

Vale destacar que, quando a diferença da queda entre a soleira do vertedouro da barreira complementar e o leito do canal a jusante for grande,

havendo risco de erosão a jusante da barreira complementar, instala-se uma segunda calha de dissipação ou realizam-se obras de tratamento do leito a jusante.

5.3.5.3.5. Ficha

A ficha da barreira complementar deve ser projetada de forma a garantir a estabilidade da fundação. A profundidade da ficha é estabelecida depois de escavar até a profundidade onde seja possível obter a resistência adequada do terreno da fundação, a fim de garantir a estabilidade da fundação da barreira complementar. A ficha deve ter, pelo menos, 1 a 2 m em terreno rochoso ou 2 a 3 m em solo.

5.3.5.3.6. Direção

A barreira complementar deve ser, preferencialmente, paralela à barreira principal. Entretanto, em trechos de canais fluviais curvos, o posicionamento em paralelo poderia acarretar erosão causada pela água que transborda na parte das margens. Nestes casos, posiciona-se a barreira complementar perpendicularmente à linha central do canal a jusante (Figura 29).

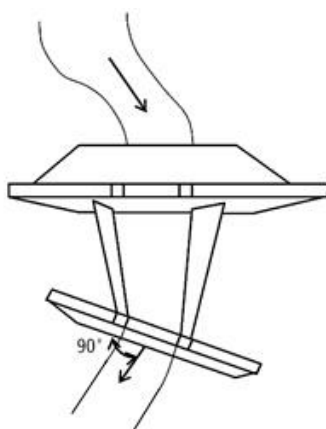


Figura 48 - Direção da barreira complementar

Fonte: Elaborada pelo Projeto Sabo

5.3.5.4. Calha de dissipação

5.3.5.4.1. Aspectos Gerais

A calha de dissipação é um componente da obra de proteção de calha a jusante, posicionada no leito do canal a jusante da barreira principal quando o material do leito e das margens forem suscetíveis a erosão. Quando não se constrói a barreira complementar, utiliza-se uma estrutura vertical na extremidade a jusante da calha de dissipação (parede vertical). A calha de dissipação deve ser dimensionada para suportar a subpressão e a colisão de blocos em queda.

5.3.5.4.2. Estrutura

Na calha de dissipação a superfície do leito do canal é plenamente recoberta por concreto (Figuras 30 e 31), para protegê-lo do impacto da água que passa pelo vertedouro da barreira principal. A cota da base da calha de dissipação é a mesma da base do corpo da barreira principal (Figura 30).

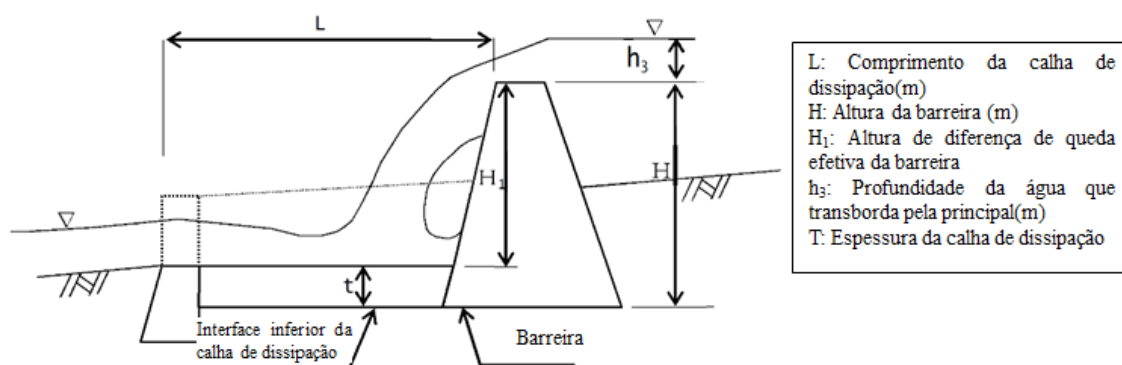


Figura 49 - Espessura e comprimento da calha de dissipação.

Fonte: Manual de Projetos de Engenharia e Execução de Obras, Seção Sabo, Província de Miyagi.



Figura 50 - Calha de dissipação.

Fonte: Elaborada pelo Projeto Sabo

5.3.5.4.3. Extensão da calha

A extensão da calha de dissipação é definida a partir de uma equação empírica abaixo apresentada.

$$L = (1.5 \text{ a } 2.0) \cdot (H_1 + h_3)$$

Onde:

L : extensão da calha de dissipação (distância entre as extremidades a jusante do topo das barreiras principal e complementar) (m)

H_1 : altura medida do topo da calha de dissipação (ou superfície da rocha de fundação) até a soleira do vertedouro da barreira principal (m)

h_3 : altura da lâmina d'água que transborda pela barreira principal (m)

5.3.5.4.4. Espessura

A espessura da calha de dissipação necessária é definida para resistir ao impacto da água que passa pelo vertedouro da barreira principal.

Em geral, a espessura da calha de dissipação varia entre 1,0 e 3,0m, devendo ser uniforme. A espessura da calha de dissipação deve ser analisada levando em consideração a existência ou não de piscina de absorção, as características da água que passa pelo vertedouro (se contém ou não sedimentos ou blocos) e o terreno da fundação da calha de dissipação.

A espessura da calha de dissipação é calculada usando a altura de queda d'água (H_1) e altura da lâmina d'água acima da soleira do vertedouro da barreira

principal (h_3), utilizando as expressões abaixo. Essas expressões são válidas quando $H_1 < 5\text{m}$ e $H < 10\text{m}$:

$$t = \alpha \cdot (0.6H_1 + 3h_3 - 1.0)$$

Onde:

t : espessura da calha de dissipação (m)

α : com piscina de absorção adotar 0,1; sem piscina de absorção, adotar 0,2

H_1 : altura medida do topo da calha de dissipação até a soleira do vertedouro da barreira principal ($H-t$) (m)

h_3 : altura da lâmina d'água que transborda pela barreira principal (m).

Caso seja utilizada a altura do corpo da barreira H ao invés de H_1 , use-se as equações abaixo.

$t = \frac{0.1 \cdot (0.6H + 3h_3 - 1.0)}{1.06}$ (com piscina de absorção, quando se usa barreira complementar)

$t = \frac{0.2 \cdot (0.6H + 3h_3 - 1.0)}{1.12}$ (sem piscina de absorção, quando se usa parede vertical)

Onde:

H : altura do corpo da barreira (m)

5.3.5.4.5. Inclinação da calha de dissipação

A calha de dissipação deve ser preferencialmente horizontal a fim de atenuar a velocidade do fluxo a jusante, tanto nos casos em que se tem barreira complementar, como parede vertical. No caso de parede vertical, é preciso que a extremidade a jusante da calha de dissipação seja ajustada à cota do leito do canal pré-existente. Em locais onde a inclinação do leito do canal for muito íngreme seria muito difícil estabelecer uma calha de dissipação horizontal, sendo necessário analisar a possibilidade de inclinação da calha de dissipação, devendo ser inferior à inclinação de deposição adotada em projeto. No entanto, quando a

inclinação de deposição for maior que 1V:20H, a declividade da calha de dissipação será limitada em 1V:20H.

Nos casos em que o leito do canal tiver inclinação suave, pode não ser necessário que a cota da base da calha dissipação coincida com a da base da barreira principal, visando evitar escavações demasiadas a jusante da barreira principal (Figura 32).

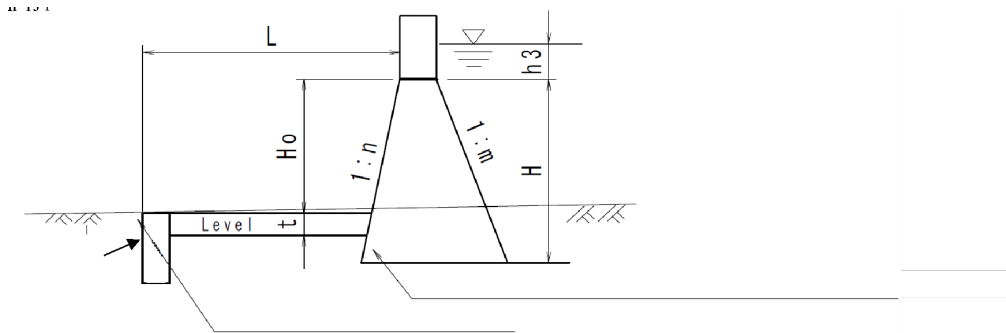


Figura 51 - Calha de dissipação nos casos em que a inclinação do leito do canal é suave.

Fonte: Diretrizes Técnicas Sabo da Província de Aomori, 2017

Por outro lado, nos casos em que a inclinação do leito do canal for íngreme, sendo a cota da extremidade a jusante da calha não coincidente com a cota do terreno, pode-se adotar uma das soluções abaixo:

- a) Estabelecer degraus, compatibilizando à altura do leito do canal pré-existente (Figura 33).
- b) Estabelecer declividade na calha de dissipação e compatibilizar à altura do leito do canal pré-existente (Figura 34).

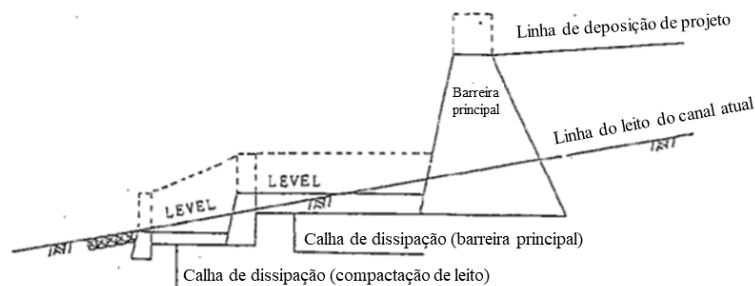


Figura 52 - Calha de dissipação (Caso de instalação de 2 degraus diferença de queda).

Fonte: Manual de Projetos de Engenharia e Execução de Obras, Seção Sabo, Província de Miyagi.

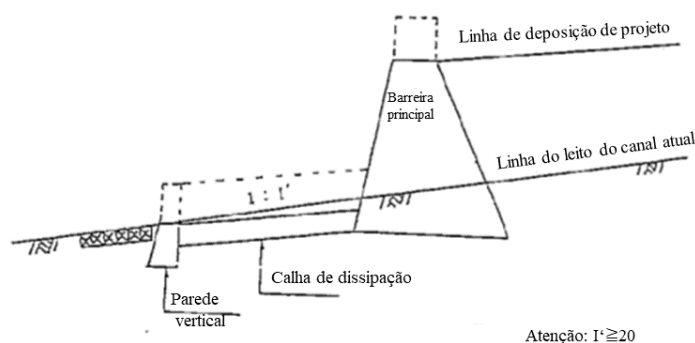


Figura 53 - Calha de dissipação (Casos de declividade).

Fonte: Manual de Projetos de Engenharia e Execução de Obras, Seção Sabo, Província de Miyagi.

5.3.5.5. Parede vertical

5.3.5.5.1. Aspectos Gerais

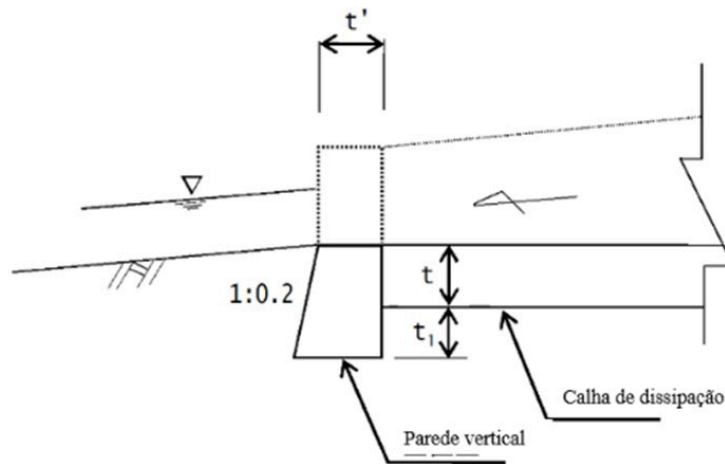
A parede vertical é um elemento estrutural instalado na extremidade a jusante da calha de dissipação, quando não é instalada a barreira complementar. A parede vertical é instalada para evitar a erosão pontual da extremidade da calha de dissipação, não sendo um componente estrutural independente como ocorre no caso da barreira complementar.

Comumente, a fundação da extremidade a jusante da calha de dissipação sofre erosão pontual, sendo esta muitas vezes a causa da destruição da calha de dissipação. Por isso, a extremidade da calha de dissipação que não utiliza a barreira complementar deve possuir obrigatoriamente uma parede vertical solidária à calha de dissipação.

5.3.5.5.2. Estrutura

A estrutura da parede vertical segue as diretrizes adotadas no projeto da barreira complementar, sendo munida de asas horizontais e seção transversal onde o paramento é vertical a montante e de inclinação de 1V:0,2H a jusante, não sendo necessário realizar o cálculo de estabilidade. Na Figura 35, apresenta-se a estrutura do corpo da parede vertical. Note-se que quando a capacidade calculada de retenção do material fino for superior a 100%, o nível d'água h é

obtido pela fórmula racional multiplicada por 1,5 para a consideração dos sólidos em suspensão.



t: espessura da calha de dissipação
 t' : Largura do topo da parede vertical (mínimo de 1,0m)
 t_1 : Ficha partir da face inferior a calha de dissipação (1,0m para rocha e 1,5m para solo)
 Atenção: padronizou-se $t=t'$ terrenos em solo

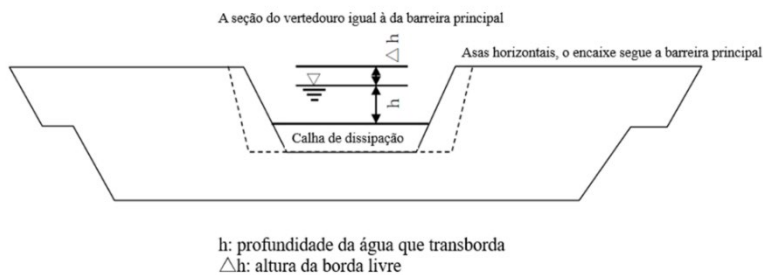


Figura 54 - Estrutura da parede vertical: a) seção longitudinal e b) vista frontal.

Fonte: Diretrizes Técnicas Sabo da Província de Aomori, 2017

Para o dimensionamento da barreira complementar, deve-se seguir diretrizes a seguir:

- A seção do vertedouro da parede vertical terá o mesmo formato de seção do vertedouro da barreira principal;
- A cota da soleira do vertedouro deve ser igual ou inferior à do leito do canal pré-existente, ajustando a cota da extremidade a montante da calha de dissipação.

- A largura da soleira do vertedouro da parede vertical é a mesma da espessura da calha de dissipação ($t = t'$), variando entre 1 e 2 m;
- A parede vertical é munida de asas com inclinação horizontal;
- A ficha da fundação da parede vertical (t_1 - Figura 93) deve ser de aproximadamente 1 m para maciço rochoso e 1,5 m para terreno solo.

5.3.5.5.3. Posição

Para que a água que sobrepassa a barreira principal não gere impactos negativos no canal a jusante, o posicionamento da parede vertical deve ser estabelecido de forma a garantir as condições hidráulicas do canal pré-existente.

Da mesma forma que para a barreira complementar, a posição da parede vertical é estabelecida utilizando a seguinte equação empírica:

$$L = (1.5 \text{ a } 2.0) \cdot (H_1 + h_3)$$

Onde:

L : distância entre a barreira principal e a parede vertical (m)

H_1 : altura medida do topo da calha de dissipação (ou superfície da rocha da fundação) até a soleira do vertedouro da barreira principal (m)

h_3 : altura da lâmina d'água que transborda pela barreira principal (m)

5.3.5.5.4. Altura

Uma vez que a água escoar constantemente a partir da calha de dissipação para o curso do canal a jusante, a cota da soleira do vertedouro da parede vertical deve ser igual ou superior à da superfície do leito, mantendo a cota do topo na extremidade de montante da calha de dissipação. Por esse motivo, a altura da parede vertical é a soma da espessura da calha de dissipação com a ficha da fundação da parede vertical (de aproximadamente 1 m para terreno rochoso e 1,5 m para terreno em solo).

Quando, inevitavelmente, surgir uma diferença de queda entre a soleira do vertedouro da parede vertical e o leito do canal a jusante, instala-se uma segunda obra de calha de dissipação e/ou obra de tratamento do leito.

5.3.5.5.5. Profundidade de encaixe das asas

Quanto à profundidade do encaixe das asas em ambas as margens, deve-se garantir que a ficha alcance o terreno com a capacidade de carga adequada.

5.3.5.5.6. Direção

Em linhas gerais, a direção da parede vertical deve ser paralela à barreira principal. Contudo, em casos em que o leito apresenta forma curva, impossibilitando a manutenção desse paralelismo, a direção da parede vertical deve ser perpendicular à direção do escoamento a jusante.

5.3.5.6. Parede lateral de proteção.

5.3.5.6.1. Aspectos Gerais

A parede lateral é um elemento de proteção das margens do canal, instalado entre a barreira principal e a barreira complementar ou a parede vertical, com a função de evitar a erosão lateral das margens.

Deve ser uma estrutura estável, capaz de suportar o empuxo lateral do terreno.

5.3.5.6.2. Posição

A posição da fundação da parede lateral de proteção deve manter o alinhamento da queda da água que transborda pelo vertedouro da barreira principal. A fundação da parede lateral de proteção é alinhada com a extremidade superior do vertedouro da barreira principal (Figura 36).

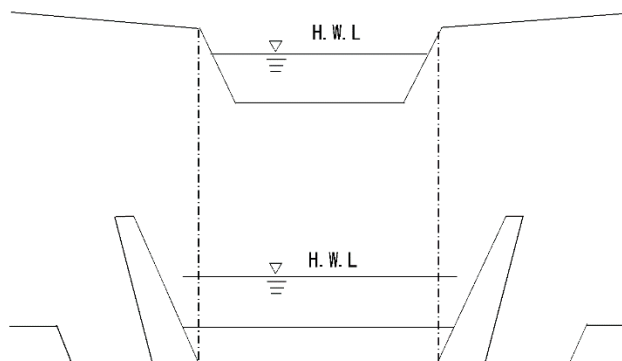


Figura 55 - Posição da fundação da parede lateral de proteção.

5.3.5.6.3. Altura

A cota da base da fundação da parede lateral de proteção é igual à cota da base da fundação da calha de dissipação. Na extremidade a jusante, a cota do topo da parede lateral de proteção é igual à cota do topo das asas da parede vertical ou da barreira complementar.

Quanto ao lado a montante, quando a calha de dissipação for horizontal, define-se o topo da parede lateral de proteção sendo horizontal. No caso de inclinação da calha de dissipação, define-se uma inclinação paralela ao piso da calha (Figura 37).

Quando não houver calha de dissipação, a extremidade a montante da fundação da parede deve estar na mesma cota da fundação da barreira principal.

No caso em que haja inclinação do leito do canal, deve-se escolher entre condição horizontal ou em declive acompanhando o canal para jusante.

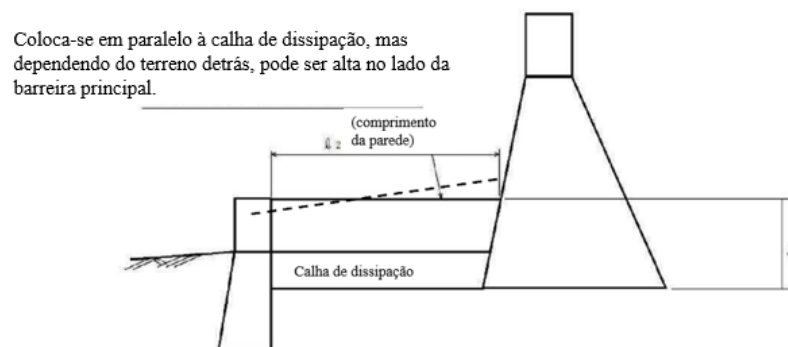


Figura 56 - Altura da parede lateral de proteção.

Fonte: Diretrizes Técnicas Sabo da Província de Aomori, 2017

5.3.5.6.4. Estrutura

A parede lateral de proteção deve ser projetada de forma a atender às condições de estabilidade frente ao empuxo exercido pelo material da margem, devendo ser dimensionada como muro de peso. Ressalta-se que os drenos da parede lateral de proteção não devem ser posicionados abaixo do nível d'água estimado para o escoamento em condições normais.

Quando a estrutura a jusante for uma parede vertical, a parede lateral de proteção deve estar alinhada com a abertura do vertedouro dessa estrutura (Figura 38).

Quando a estrutura a jusante for uma barreira complementar, o afastamento entre as paredes deve ser maior ou igual ao comprimento do vertedouro, não sendo necessário que estejam alinhadas a ele.

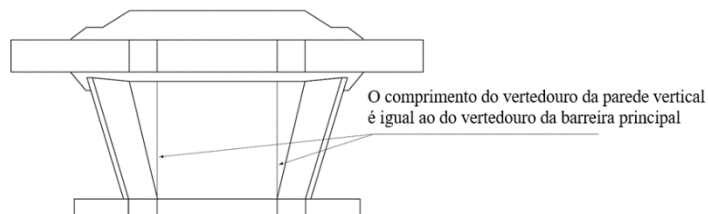


Figura 57 - Instalação lateral de proteção

Fonte: Procedimentos para Projetos de Engenharia de Instalações Sabo (Minuta) Secretaria de Desenvolvimento Regional de Chubuo - MLIT

A seção da parede lateral de proteção apresenta paramento frontal (lado da calha) com inclinação de $1V:0,5H$, espessura do topo em $0,5m$ e paramento interno (lado do terreno) definido conforme cálculo de estabilidade (Figura 39). A inclinação mínima do paramento interno é de $1V:0,2H$ e a máxima é vertical. Se a inclinação do paramento interno for vertical, e não satisfizer o cálculo de estabilidade, deve-se aumentar a espessura do topo.

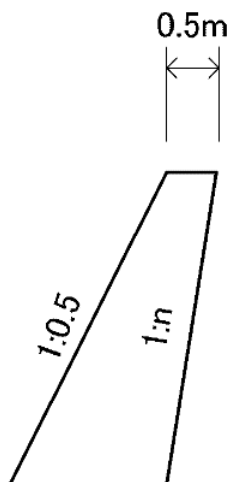


Figura 58 - Seção transversal da parede lateral de proteção.

Fonte: Procedimentos para Projetos de Engenharia de Instalações Sabo (Minuta) Secretaria de Desenvolvimento Regional de Chubuo - MLIT

O cálculo de estabilidade da parede lateral de proteção deve obedecer ao cálculo de estabilidade de obras de muros de contenção, devendo-se considerar os seguintes aspectos:

Para o cálculo de estabilidade deve-se desconsiderar a presença da calha de dissipação, de forma a obter uma estrutura estável mesmo nos casos em que a calha for danificada.

Caso as condições das margens direita e esquerda sejam diferentes, realiza-se o cálculo de estabilidade para cada uma das margens, individualmente.

Caso a altura da parede seja variável, a parede deverá ser dimensionada considerando a pior condição quanto à estabilidade. Por exemplo, na Figura 40 apresenta-se uma configuração na qual tem-se a seção 1 com maior altura, mas, na seção 2 é mais crítica por conter uma maior altura de solo. Neste caso a parede deverá ser dimensionada considerando as condições da seção 2.

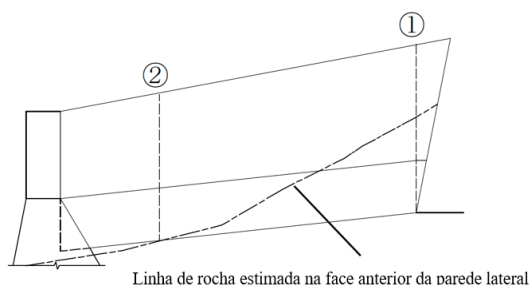


Figura 59 - Seção do cálculo de estabilidade da parede lateral de proteção.

Fonte: Procedimentos para Projetos de Engenharia de Instalações Sabo (Minuta) Secretaria de Desenvolvimento Regional de Chubuo - MLIT

5.3.5.7. Obra de proteção de leito a jusante da barreira complementar

As obras de proteção de leito do canal a jusante da barreira complementar são executadas para evitar a erosão do leito nos seguintes casos: terreno em solo, velocidade do escoamento e espessura da lâmina d'água elevadas ou grande altura da queda.

A obra de proteção de leito deve utilizar materiais compatíveis com a rugosidade do leito do canal. Normalmente, são realizadas obras de enrocamento, de gabião, de blocos de concreto, entre outros.

Em rios onde o risco de erosão pelo fluxo de detritos é elevado, deve-se considerar a implantação de obra de proteção de leito utilizando concretagem, tal como na calha de dissipação. É desejável que as obras de proteção de leito tenham o comprimento igual a 3 a 5 vezes a altura da lâmina d'água de projeto durante as cheias.

5.3.6. Dimensionando as estruturas auxiliares

5.3.6.1. Drenos

5.3.6.1.1. Aspectos Gerais

No corpo da barreira impermeável, na parte transbordante, devem ser instalados drenos (Figura 41). A quantidade, formato, tamanho e distribuição na face da barreira devem ser definidos de forma a atender às seguintes funções:

- Prevenir o alagamento a montante da barreira;
- Reduzir a subpressão na base da barreira;
- Reduzir o empuxo hidrostático após a deposição dos sedimentos;
- Permitir a drenagem da água durante a execução da obra e operação da barreira.



Figura 60 - Drenos

5.3.6.1.2. Posicionamento

O posicionamento dos drenos, para que não provoquem fragilidades estruturais, deve seguir as diretrizes a seguir (Figura 42):

- Os drenos são posicionados na projeção do comprimento da soleira do vertedouro;
- Os drenos não devem ser posicionados em uma mesma linha vertical;
- A linha de dreno mais elevada deve ter a distância mínima de 2 m da soleira do vertedouro;
- Os drenos mais próximos às juntas verticais devem manter distância de aproximadamente 1 m destas;
- Os drenos inferiores devem estar em cota superior à da soleira do vertedouro da barreira complementar (acima da lâmina d'água da piscina de absorção).

O posicionamento dos mesmos deve atender o projeto de desvio durante a execução da obra.

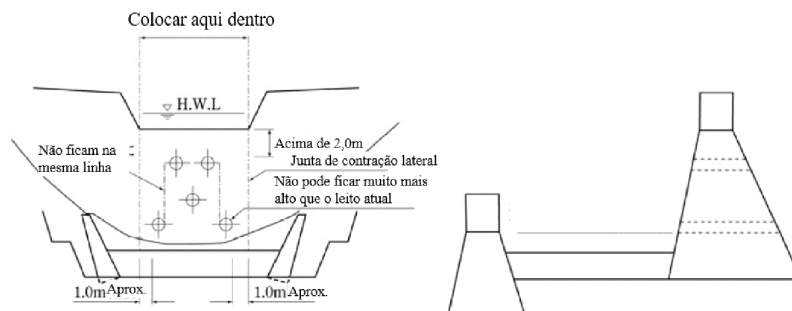


Figura 61 - Disposição dos drenos e itens a serem considerados

Fonte: Procedimentos para Projetos de Engenharia de Instalações Sabo (Minuta) Secretaria de Desenvolvimento Regional de Chubuo - MLIT

5.3.6.1.3. Estrutura

Os drenos podem ter seção transversal quadrada ou circular, apresentando dimensões mínimas (lado do quadrado ou diâmetro) entre 0,5 e 1 m. O projeto dos drenos deve considerar os itens abaixo:

- Para se definir as dimensões e formato dos drenos, é preciso atentar à concentração de tensões estruturais nos pontos onde são instalados;
- Deve-se adotar medidas preventivas contra a obstrução dos drenos por troncos carreados, lixo etc., utilizando-se grades ou outros dispositivos a montante;
- O efeito exercido pelos drenos de reduzir a pressão da água após a deposição dos sedimentos não é considerado no dimensionamento do corpo da barreira.

Deve-se prever inspeção periódica dos drenos, de modo a verificar possíveis obstruções causadas por sedimentos, troncos carreados ou detritos. Quando necessário, devem ser realizadas intervenções de limpeza para garantir o funcionamento hidráulico adequado do sistema de drenagem.

5.3.6.2. Obras de Preenchimento

5.3.6.2.1. Aspectos Gerais

A fim de proteger e preservar as regiões que foram escavadas no terreno natural durante a execução das obras, realizam-se obras de preenchimento destas cavas na região do encaixe das asas e da ficha da fundação da barreira.

As obras de preenchimento (Figura 43) tem as seguintes funções:

- Previne a erosão das ombreiras;
- Mantém o efeito de encaixe e de estabilidade da fundação;
- Previne a erosão e a infiltração de água tanto na ficha como no encaixe.



Figura 62 - Obras de preenchimento das escavações para execução de encaixe das asas da ficha da fundação da barreira.

Fonte: Elaborada pelo Projeto Sabo

5.3.6.2.2. Estrutura da obra de preenchimento

A obra de preenchimento é definida conforme as condições geológico-geotécnicas da região do encaixe das asas, da ficha e da fundação, considerando as condições apresentadas a seguir (Figura 44):

- Quando em rocha, o preenchimento deve ser de concreto.
- Quando em solo ou em blocos, deve ser feito um reaterro, podendo ser necessária a complementação por um muro de contenção.

Caso seja possível assegurar uma inclinação do reaterro que garanta sua estabilidade e que a erosão superficial seja evitada, não será necessária a construção de estrutura de contenção.

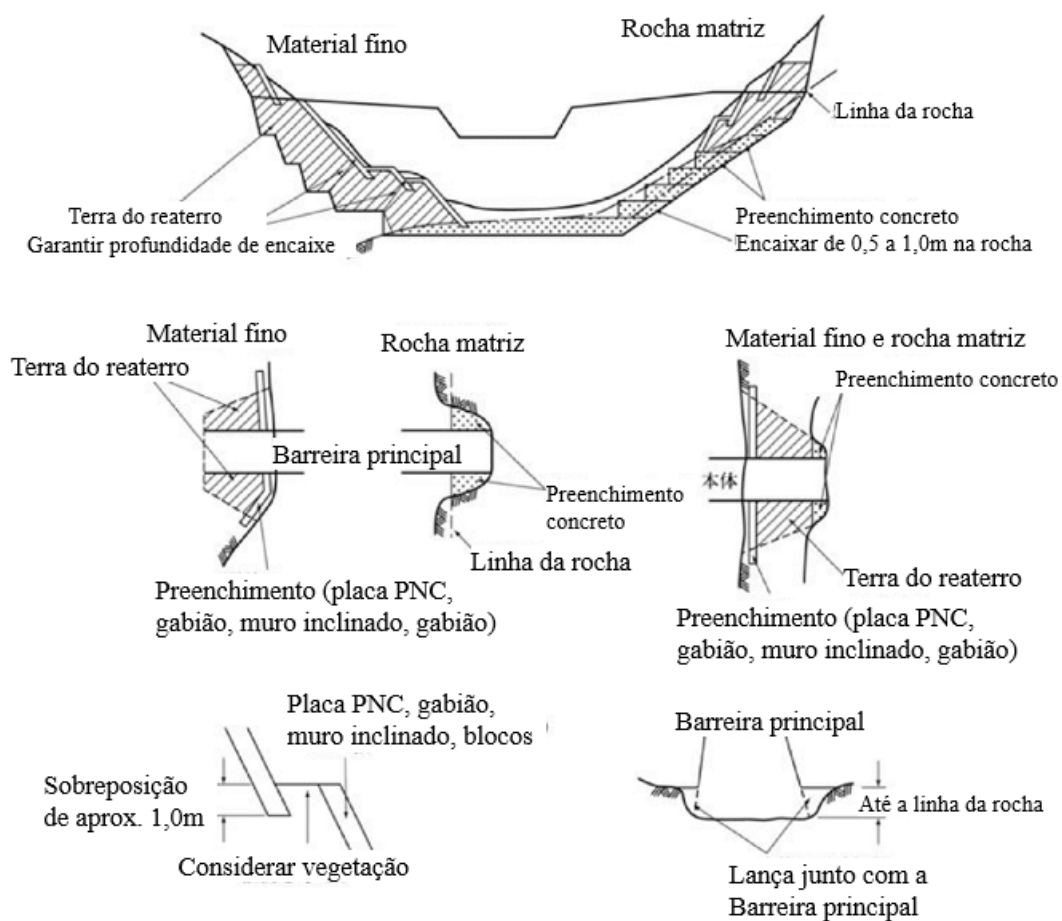


Figura 63 - Estruturas convencionais de obra de preenchimento

Fonte: Procedimentos para Projetos de Engenharia de Instalações Sabo (Minuta)
Secretaria de Desenvolvimento Regional de Chubuo - MLIT

Quando necessária a implantação de um muro de contenção, o projeto deve seguir as seguintes diretrizes:

- O muro não deve ter altura superior a 5 m. Caso o desnível seja mais elevado, a intervenção deve ser dividida em patamares protegidos com vegetação.
- A fundação do muro deve ser posicionada em camada com capacidade de carga adequada do terreno, devendo-se garantir profundidade de assentamento superior a 0,5 m em relação à superfície do terreno. Na parte do leito do canal, esta profundidade deve ser, pelo menos, de 1 m;
- Na encosta a montante ao topo das asas, caso seja realizada alguma medida de proteção e de estabilização adicional, tais como grelhas ancoradas ou chumbadas ou outra intervenção, não será preciso fazer o preenchimento com reaterro.

O projeto de preenchimento das cavas com concreto deve atender aos seguintes itens:

- O concreto deve ser lançado em degraus de altura h , simultaneamente com a concretagem do corpo principal da barreira (Figura 45);
- A composição do concreto deve ser a mesma do corpo da barreira;
- A profundidade (L) do concreto de preenchimento deve respeitar a profundidade da ficha do corpo.

No caso de escavação em rocha, a profundidade da escavação deve ser entre 1 m e 2 m. Quando a escavação for em solo, deve-se garantir uma profundidade de, pelo menos, 2 m (Figura 45).

Quanto às partes escavadas, como as ombreiras, caso haja a preocupação com a estabilidade temporária da escavação, avalia-se a possibilidade de aplicação de concreto projetado, como medida provisória.

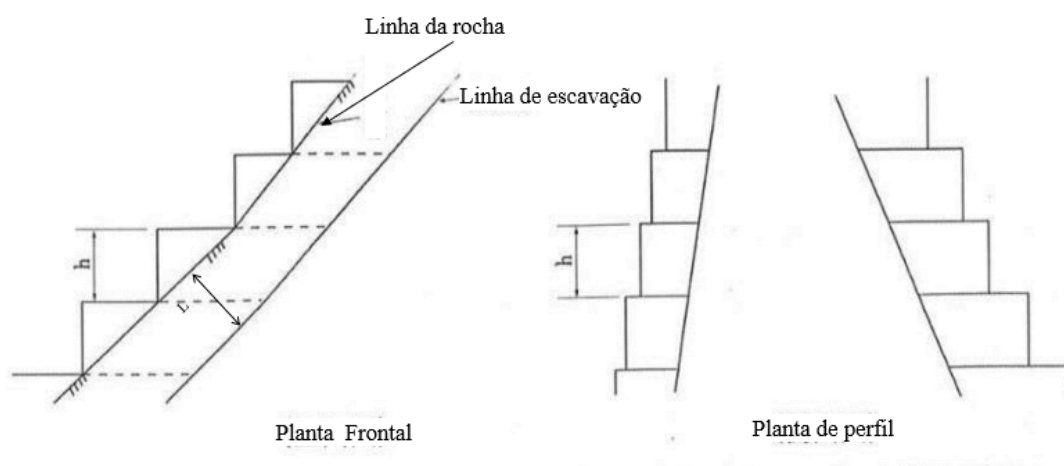


Figura 64 - Concreto na obra de preenchimento

Fonte: Diretrizes Técnicas Sabo da Província de Aomori, 2017

5.3.6.3. Obra de Proteção dos Vertedouros

Quando houver frequência considerável de escoamento de fluxo de detritos e de água das cheias, os blocos e os sedimentos carreados podem

provocar o desgaste ou danos ao vertedouro. Nesses casos, realizam-se medidas protetivas do vertedouro, definidas conforme as condições de escoamento dos materiais carreados, tendo as seguintes opções:

(1) Aumentar o consumo de cimento no concreto usado no topo do vertedouro em relação ao adotado no corpo principal da barreira.

(2) Revestir o vertedouro com pedras resistentes a erosão superficial (ex: granito, Figura 47). As pedras devem ser posicionadas, na direção do escoamento da água. As pedras de maior dimensão devem ser posicionadas nas extremidades a montante e a jusante do vertedouro, utilizando-se adesivos epóxi para assentamento.

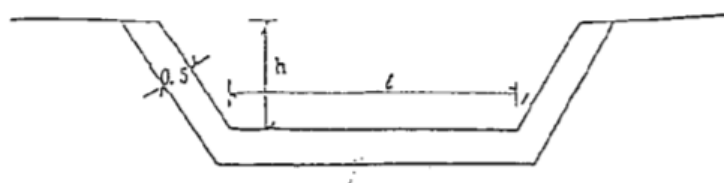


Figura 65 - Obra de Proteção do Vertedouro

Fonte: Manual de Projetos de Engenharia e Execução de Obras, Seção Sabo, Província de Miyagi.

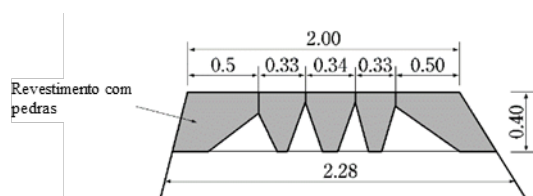


Figura 66 - Seção transversal da soleira do vertedouro com obra de revestimento com blocos de rocha

Fonte: Procedimentos para Projetos de Engenharia de Instalações Sabo (Minuta)
Secretaria de Desenvolvimento Regional de Chubuo – MLIT

5.3.6.4. Junta de dilatação

Para prevenir a ocorrência de fissuras no concreto devido a variações térmicas, a fim de garantir a segurança, a estanqueidade e a durabilidade da barreira, devem ser utilizadas juntas verticais posicionadas com espaçamento adequado.

O projeto das juntas de dilatação deve considerar os itens abaixo (Figura 48):

- Deve ser definido o espaçamento adequado entre as juntas após estimar as fissuras e considerar a capacidade de lançamento do concreto, as condições da fundação, o formato do vertedouro, o posicionamento dos drenos etc. Geralmente, o espaçamento entre as juntas é entre 10 e 15 m;
- Não deve haver junta de dilatação nas laterais do vertedouro. É desejável que não seja posicionada nenhuma junta de dilatação na parte escavada ou no trecho do vertedouro. No caso de comprimento de vertedouro muito extenso, pode-se admitir uma mínima presença de juntas;
- Conforme a necessidade, deve ser instalada uma placa de vedação no lado a montante do local da junta.

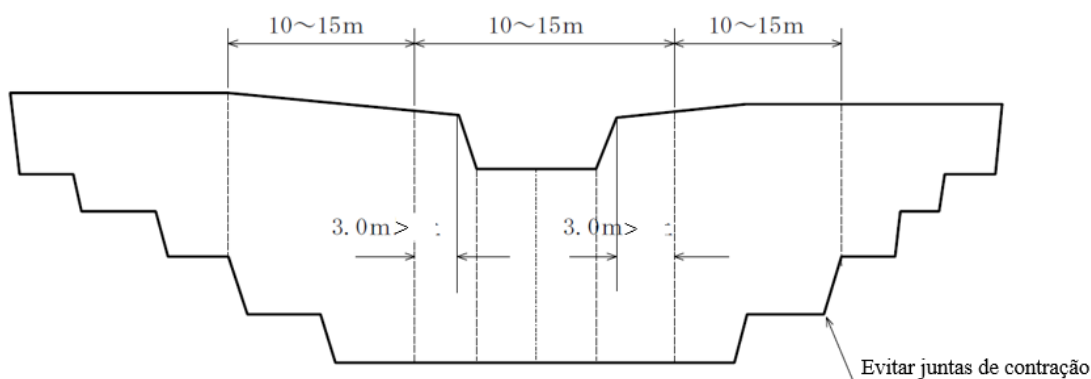


Figura 67 - Junta de dilatação

Fonte: Diretrizes Técnicas Sabo da Província de Aomori, 2017

5.4. DIMENSIONAMENTO DA BARREIRA IMPERMEÁVEL

5.4.1. Solicitações consideradas

Além do peso próprio, as cargas externas utilizadas no cálculo de estabilidade da barreira impermeável são a pressão hidrostática, empuxo dos sedimentos e força de impacto do fluxo de detritos que é calculada considerando a parcela hidrodinâmica do fluido e a força de impacto dos blocos de rocha ou troncos.

A carga hidrodinâmica do fluxo de detritos incide em todo comprimento da estrutura e a força de impacto dos blocos de rocha incide de forma pontual no paramento da barreira.

Na Tabela 4 apresenta-se a combinação de cargas consideradas no cálculo de estabilidade da barreira impermeável e a Tabela 5 apresenta as cargas consideradas para estabilidade da asa. As cargas de projeto descritas neste manual são as aplicáveis em barreiras com menos de 15 metros de altura. Caso a altura da barreira seja maior que 15m, será necessária uma análise específica.

Tabela 7 - Cargas utilizadas no cálculo de estabilidade da barreira impermeável.

Condição	Eventos de Fluxo de Detritos	Condições de Cheia sem sedimentação	Condição com preenchimento de sólidos
Altura da barreira inferior a 15m	Peso próprio da barreira, pressão hidrostática, empuxo dos sedimentos, solicitação hidrodinâmica do fluxo de detritos	Peso próprio e pressão hidrostática	Peso próprio, pressão hidrostática e empuxo dos sedimentos

Tabela 8 - Cargas utilizadas no cálculo de estabilidade da asa

Condição	Condições do Fluxo de Detritos	Condições de Cheia	Condições de preenchimento de sólidos
Asa	Peso próprio, hidrodinâmica do fluxo de detritos e maior valor entre as forças de impacto de blocos de rocha e dos troncos carregados		

5.4.2. Peso próprio

O peso próprio da barreira por metro linear é obtido com a multiplicação do peso específico (em kN/m³) do material usado na construção pela área transversal (Fig. 108).

Demonstra-se abaixo o cálculo do peso próprio do corpo da barreira por metro:

$$W_i = \gamma_c A_i$$

Onde:

W_i : peso próprio do corpo da barreira por unidade de comprimento na direção do eixo da barreira (kN/m)

γ_c : peso específico do concreto (22 a 24 kN/m³, dependendo do traço, agregados, fator água/cimento e aditivos)

A_i : volume por unidade de comprimento da barreira (m³/m)

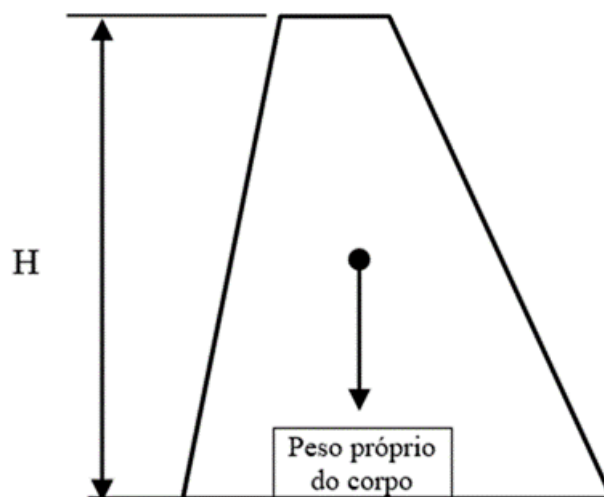


Figura 68 - Peso próprio da Barreira SABO Impermeável

Fonte: Elaborada pelo Projeto Sabo

5.4.3. Pressão hidrostática

A pressão hidrostática que atua na barreira é calculada em duas condições distintas (Figura 50):

a) condição de cheia:

Considera-se que a água atinge uma altura D_h acima da soleira do vertedouro. Calcula-se a somatória das pressões hidrostáticas que incidem perpendicularmente à superfície da soleira e ao paramento de montante. Alternativamente, pode-se calcular as áreas das três figuras geométricas indicadas na Figura 50a (retângulo, triângulo e trapézio) para obter as componentes vertical e horizontal da resultante da pressão hidrostática:

$$P_v = \gamma_w \cdot [D_h \cdot (L_{soleira} + X) + \frac{1}{2} \cdot X \cdot H]$$

$$P_h = \gamma_w \cdot [\frac{1}{2} \cdot H \cdot (2D_h + H)]$$

Onde:

P_v : componente vertical da resultante da pressão hidrostática (kN/m)

P_h : componente horizontal da resultante da pressão hidrostática (kN/m)

γ_w : peso específico da água com sedimentos em suspensão (sugere-se adotar 12 kN/m^3 , de acordo com a experiência japonesa)

D_h : altura da lâmina d'água que transborda sobre o vertedouro (m)

L_{sol} : comprimento da soleira do vertedouro na direção paralela ao fluxo (m)

X : projeção horizontal do paramento de montante na direção paralela ao fluxo (m)

H : altura do corpo da barreira, medida desde sua base até a soleira do vertedouro (m)

b) Condição de Fluxo de detritos:

Para representar a pior condição de um fluxo de detritos considera-se que a barreira está preenchida com sedimentos saturados até uma altura $(H - D_d)$. A pressão hidrostática atua perpendicularmente ao paramento de montante, desde a base da barreira até o topo dos sedimentos, mas, por simplicidade, pode-se calcular as áreas das duas figuras geométricas indicadas na Figura 109b (triângulo e trapézio) para obter as componentes vertical e horizontal da resultante da pressão hidrostática:

$$P_v = 1/2 \cdot \gamma_w \cdot n \cdot (H - D_d)$$

$$P_h = 1/2 \cdot \gamma_w \cdot (H + D_d) \cdot (H - D_d)$$

Onde:

n : inclinação do paramento de jusante (1V: nH)

D_d : Altura da componente hidrodinâmica do fluxo de detritos (m)

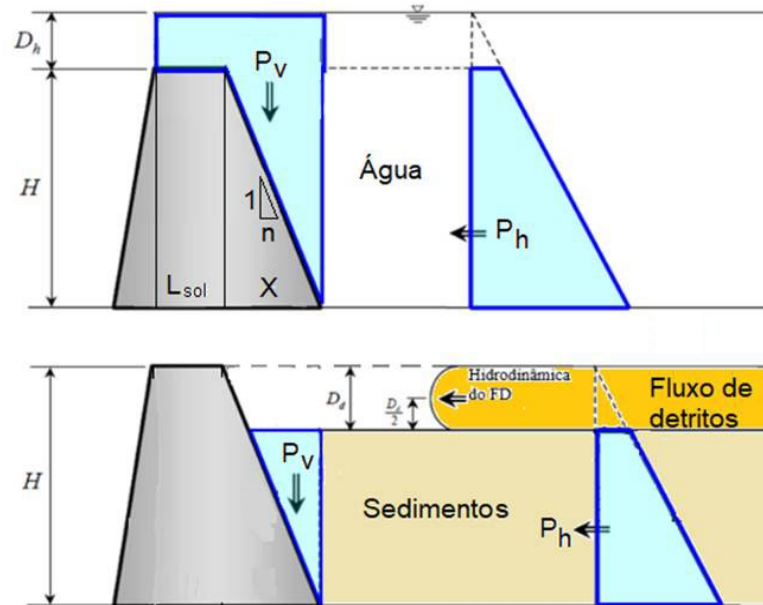


Figura 69 - Pressões hidrostáticas na barreira impermeável ($H < 15\text{m}$): a) Condição de cheia e b) Condição de fluxo de detritos.

Fonte: Manual of Technical Standard for establishing Sabo master plan for debris flow and driftwood, MLIT Sabo Planning Division Sabo Department

5.4.4. Empuxo de terra causado pelos sedimentos retidos

No cálculo de estabilidade para as condições de fluxo de detritos, estima-se a condição mais desfavorável. A experiência japonesa recomenda que se dimensione a barreira para uma situação na qual um fluxo de detritos atinge sua parte superior, passando sobre os sedimentos já depositados por um fluxo de detritos anterior.

Portanto, a solicitação do material depositado decorrente do fluxo de detritos anterior é o empuxo de terra que atua no trecho do paramento que está em contato com os sedimentos depositados, uma vez que, na parte superior do paramento, considera-se que incide a solicitação hidrodinâmica do fluxo de detritos atual.

O cálculo é feito considerando as tensões devidas aos sedimentos depositados, cuja altura ($H - D_a$) é a mesma considerada no item anterior. As

resultantes dessas tensões nas direções horizontal e vertical podem ser calculadas conforme segue (Figura 51).



Figura 70 - Empuxos dos sedimentos depositados na barreira impermeável

Fonte: Manual of Technical Standard for establishing Sabo master plan for debris flow and driftwood, MLIT Sabo Planning Division Sabo Department

$$E_{av} = \frac{1}{2} \gamma_{sub} n (H - D_d)^2 + D_d (H - D_d) n \gamma_{debris}$$

$$E_{ah} = \frac{1}{2} \gamma_{sub} (H - D_d)^2 K_a + D_d \gamma_{debris} K_a$$

Onde:

E_{av} : componente vertical da tensão causada pelos sedimentos, calculada na altura da base da barreira (kN/m)

E_{ah} : empuxo ativo horizontal causado pelos sedimentos (kN/m)

E_{ah} : empuxo ativo horizontal causado pelos sedimentos (kN/m)

n : inclinação do paramento de montante (adimensional)

H : altura da barreira desde a base até a soleira do vertedouro (m)

D_d : altura da onda do fluxo de detritos (m)

γ_{sub} : peso específico submerso dos sedimentos saturados (kN/m³)

γ_{debris} : peso específico aparente do fluxo de detritos (kN/m³)

K_a : coeficiente de empuxo ativo

O coeficiente de empuxo ativo pode ser calculado através da equação da Rankine abaixo ($0,6 \geq K_a \geq 0,3$):

$$K_a = \cos i \frac{1 - \sqrt{1 - \cos^2 \phi / \cos^2 i}}{1 + \sqrt{1 - \cos^2 \phi / \cos^2 i}} \quad (\text{para } i = 0, \text{ tem-se } K_a = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi})$$

Onde:

i : inclinação do sedimento depositado (°)

ϕ : ângulo de atrito do sedimento (°)

Tabela 9 - Ângulo de atrito interno e peso específico dos sólidos.

Material	Estado	Peso Específico γ (kN/m ³)	Ângulo de Atrito (ϕ°)	Observações
Blocos de Rocha	-----	16 a 25	35 a 45	
Cascalho	-----	16 a 22	30 a 40	
Areias	Fofa a pouco compacta	16 a 19	28 a 30	
	Medianamente compacta a compacta	17 a 20	30 a 36	
	Compacta a muito compacta	18 a 21	36 a 41	
Argilas	Muito mole a mole	13 a 15	5 a 20	Condição saturada
	Média	17 a 20		
	Rija a dura	19 a 21		
Siltes	-----	13 a 17	5 a 15	Condição saturada

5.4.5. Cargas do fluxo de detritos

5.4.5.1. Solicitação hidrodinâmica do fluxo de detritos

Considerando o caso em que o fluxo de detritos escoar sobre a superfície de deposição dos sedimentos, a solicitação hidrodinâmica do fluxo de detritos incide na parte superior do corpo da barreira, sendo estimada a partir da velocidade, da altura da onda e do peso específico do fluxo de detritos (Figura 52).

A solicitação hidrodinâmica do fluxo de detritos “F” é a força de impacto do fluxo no instante da colisão na barreira, sendo possível calculá-la através da fórmula abaixo:

$$F = \alpha \cdot \frac{\gamma_{debris}}{g} \cdot D_d \cdot U^2$$

Onde:

F : força hidrodinâmica do fluxo de detritos a cada unidade de largura (kN/m)

α : coeficiente (considerar 1.0)

g : aceleração gravitacional (9.81m/s²)

U : velocidade média do fluxo de detritos no impacto com a barreira (m/s)

Vale destacar que a força hidrodinâmica do fluxo de detritos é considerada horizontal e é aplicada a uma altura $D_d/2$ acima da superfície dos sedimentos.

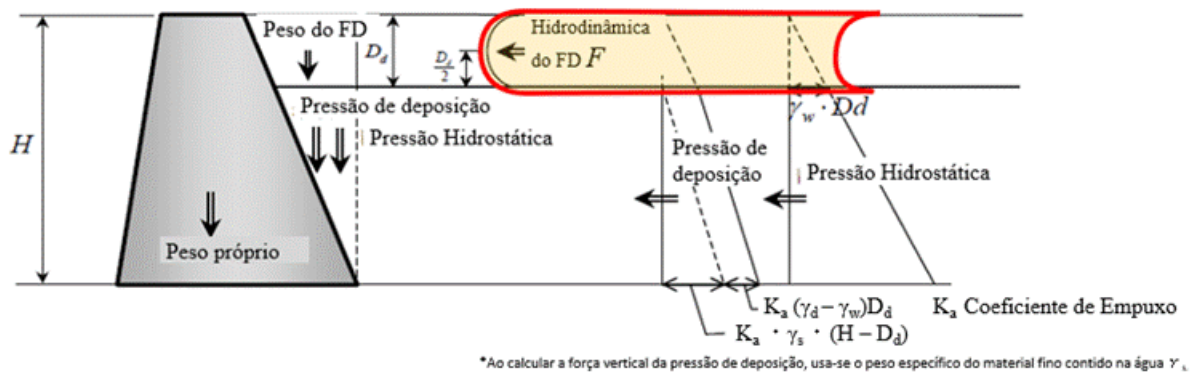


Figura 71 - Força hidrodinâmica do fluxo de detritos da barreira impermeável ($H < 15\text{m}$, condição do fluxo de detritos)

Fonte: Manual of Technical Standard for establishing Sabo master plan for debris flow and driftwood, MLIT Sabo Planning Division Sabo Department

(1) Peso específico do fluxo de detritos (γ_{debris})

Usando a fórmula abaixo, pode-se calcular o peso específico γ_{debris} do fluxo de detritos.

$$\gamma_{\text{debris}} = \gamma_s \cdot C_d + \gamma_w \cdot (1 - C_d)$$

Onde:

γ_s : peso específico das partículas sólidas (27 kN/m³ aprox.)

γ_w : peso específico da água (a experiência empírica japonesa sugere empregar 12 kN/m³, aproximadamente)

C_d : concentração de sólidos no volume total do fluxo de detritos

O peso do fluxo de detritos incide sobre a superfície de deposição como uma tensão vertical (Figura 53).

$$\sigma_{\text{vd}} = \gamma_{\text{debris}} \times D_d$$

Onde:

σ_{vd} : tensão vertical devido ao fluxo de detritos (kN/m^2)

γ_{debris} : peso específico aparente do fluxo de detritos (kN/m^3)

D_d : altura da onda do fluxo de detritos (m)

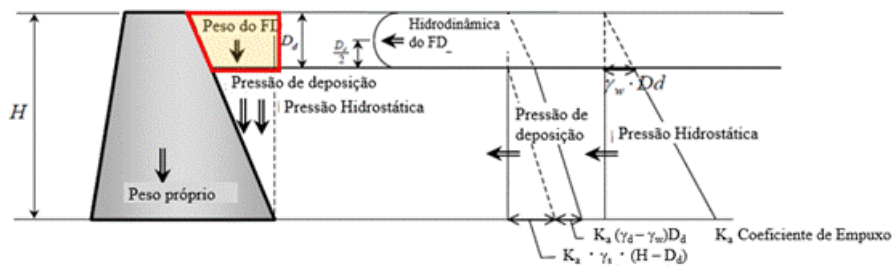
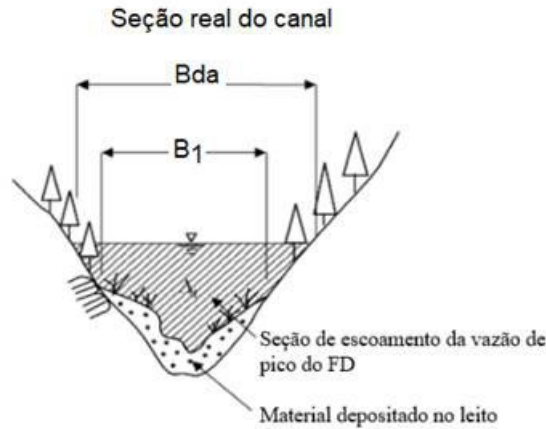


Figura 72 - Peso do fluxo de detritos da barreira impermeável ($H < 15\text{m}$, condição do fluxo de detritos)

Fonte: Manual of Technical Standard for establishing Sabo master plan for debris flow and driftwood, MLIT Sabo Planning Division Sabo Department

(2) Altura da onda do fluxo de detritos e velocidade média do fluxo de detritos

Define-se uma seção representativa a montante do ponto de projeto da barreira, aproximando-a para forma de trapézio, simplificando a topografia de vale da referida seção (Figura 54). A velocidade média (U) e a altura da onda do fluxo de detritos (D_d) resultam de um cálculo iterativo, conforme descrito a seguir.

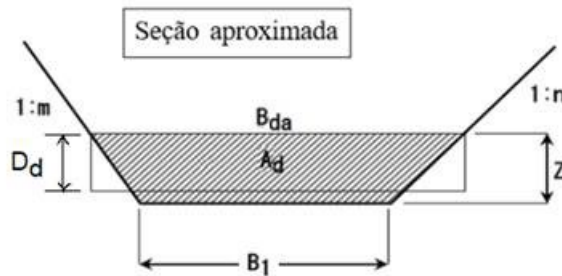


$$B_{da} = B_1 + Z(m + n)$$

$$A_d = \frac{1}{2} (2B_1 + Z(m + n))Z$$

$$D_d = \frac{A_d}{B_{da}}$$

$$U = \frac{1}{Kn} D_d^{2/3} (\sin \theta)^{1/2}$$



D_d : Profundidade da água do FD
 U : Velocidade do FD
 Kn : Coeficiente de rugosidade
 θ : Inclinação atual do leito

Figura 73 - Cálculo da seção de escoamento A_d e da largura do escoamento B_{da} do fluxo de detritos A_d .

Fonte: Manual of Technical Standard for establishing Sabo master plan for debris flow and driftwood, MLIT Sabo Planning Division Sabo Department

Como primeira aproximação, usa-se a seção trapezoidal simplificada para definir um valor arbitrário de profundidade da água presumida (Z). A largura da superfície livre do fluxo de detritos, ou largura do escoamento do fluxo de detritos (B_{da} , m) vale:

$$B_{da} = B_1 + (m + n) \times Z$$

Calcula-se, então, a área da seção do escoamento da vazão de pico do fluxo de detritos (A_d , m^2):

$$A_d = (B_1 + B_{da}) \times Z \times 0,5$$

Para este valor de área, estima-se a profundidade do fluxo de detritos:

$$D_d = A_d / B_{da}$$

A velocidade do fluxo de detritos “U” pode ser calculada com a Fórmula de Manning, ou a partir de relatórios e outros materiais observacionais de fluxos de detritos ocorridos no passado.

$$U = \frac{1}{K_n} \cdot D_r^{\frac{2}{3}} (\sin i)^{1/2}$$

Onde:

D_r : raio hidráulico (m), considerado igual à altura da componente hidrodinâmica do fluxo de detritos (D_d)

i : inclinação do leito do canal (°)

K_n : coeficiente de rugosidade - em talwegues naturais, 0,10 ($s \cdot m^{-1/3}$)

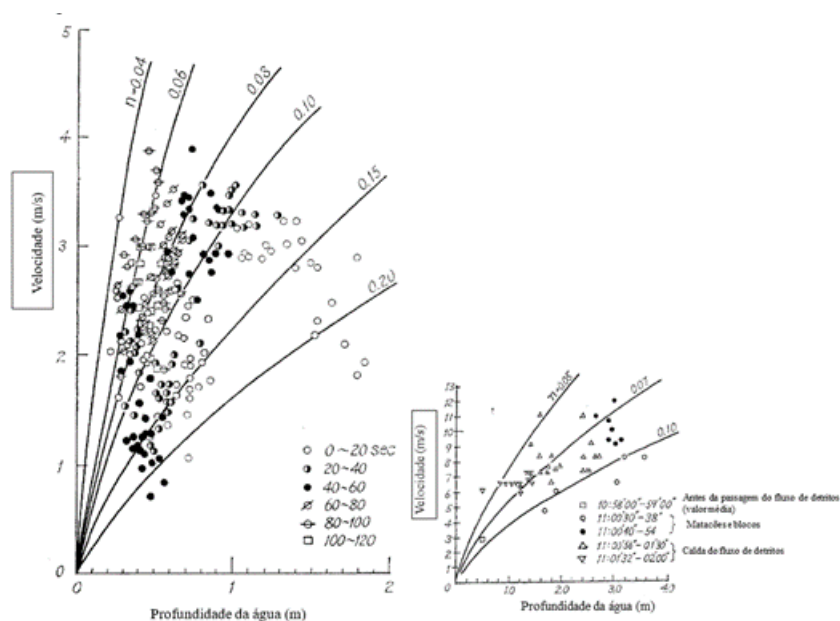


Figura 74 - Profundidade da água e velocidade média de escoamento do fluxo de detritos (Esquerda: Yakedake, Direita Namekawa)

Fonte: Takahisa Mizuyama, Shinji Uehara: “Análise dos resultados observacionais da profundidade da água e velocidade de escoamento do fluxo de detritos, Shin Sabo, Vol.37, No.4

A seguir, calcula-se a vazão correspondente:

$$Q = U \times A_d$$

Realizam-se cálculos iterativos até que o resultado de Q fique aproximadamente igual à vazão de pico do fluxo de detritos (Q_{sp} , m^3/s). Quando $Q \cong Q_{sp}$, D_d será a profundidade da água do fluxo de detritos e U será a velocidade de escoamento do fluxo de detritos

5.4.5.2. Força de impacto do bloco

A força de impacto (P) transmitida ao corpo da barreira com a colisão do bloco carregado pelo fluxo de detritos é calculada com base na teoria da mecânica de contato de Hertz^[2].

A força P é função do tipo de material do corpo da barreira e de suas características. É possível estimar a força de impacto do bloco no corpo de concreto através das fórmulas a seguir ^[3].

$$P = \beta \cdot n \cdot \alpha^{3/2}$$

$$\beta = (E + 1)^{-0.8}$$

$$E = \frac{m_2}{m_1} U^2$$

$$n = \sqrt{\frac{16R}{9\pi^2(K_1+K_2)^2}}$$

$$K_1 = \frac{1-\nu_1^2}{\pi E_1} \quad K_2 = \frac{1-\nu_2^2}{\pi E_2}$$

$$\alpha = \left(\frac{5U^2}{4n_1 \cdot n} \right)^{2/5}$$

$$n_1 = \frac{1}{m_2}$$

Onde:

P : força de impacto do bloco (N)

β : constante experimental

α : deslocamento da compressão decorrente do impacto do bloco (m)

R : raio do bloco, igual à metade do diâmetro D_{95} definido no levantamento de campo (m)

K_1, K_2 : constantes

ν_1 : coeficiente de Poisson do concreto

ν_2 : coeficiente de Poisson do bloco

E_1 : módulo de elasticidade secante na resistência final do concreto (N/m²)

E_2 : módulo de elasticidade secante na resistência final do bloco (N/m²)

U : velocidade média do fluxo de detritos (m/s)

m_1 : massa do trecho da asa da barreira impactado pelo bloco de rocha, limitado pelas juntas de concretagem (kg)

m_2 : massa do bloco de rocha (kg)

Considerando que o impacto do bloco incide somente na asa da barreira, admitem-se duas situações. Quando a profundidade da água for menor que o diâmetro do bloco de rocha, considera-se a condição em que o bloco é arrastado sobre a superfície de deposição (Figura 56a). Quando a profundidade da água for maior que o diâmetro do bloco de rocha, considera-se a condição em que o bloco flutua na lâmina d'água do fluxo de detritos (Figura 56b).

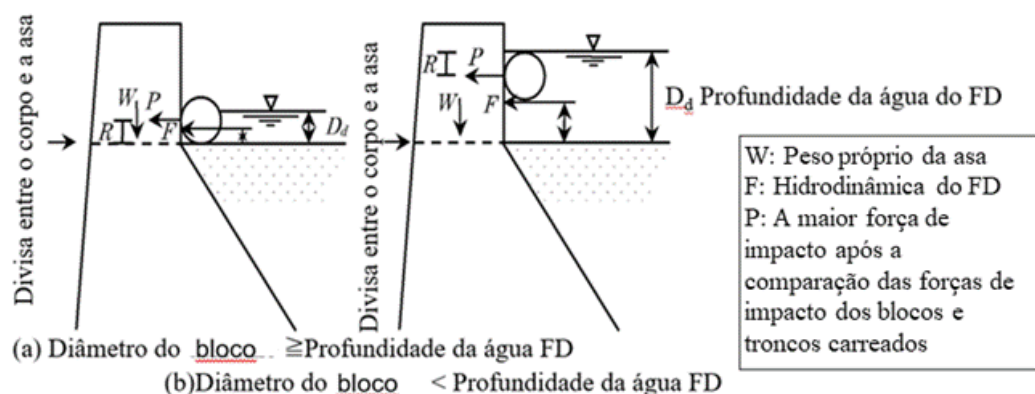


Figura 75 - Ponto de incidência da força de impacto do bloco na asa

Fonte : Manual of Technical Standard for establishing Sabo master plan for debris flow and driftwood, MLIT Sabo Planning Division Sabo Department

(1) Constantes físicas do bloco e do concreto (Valores de Referência)

A partir dos resultados experimentais^[4], a experiência japonesa indica os valores abaixo como referências para os parâmetros do concreto e do bloco de rocha a serem consideradas no projeto.

Como a colisão do bloco provoca deformações na superfície do concreto, usa-se um módulo de deformação médio que considera o concreto fraturado (Módulo de elasticidade secante na resistência final do concreto, em torno de 1/10 do módulo de elasticidade do concreto).

Coeficiente de Poisson do concreto:	$\nu_1 = 0,194$
Módulo de elasticidade secante na resistência final do concreto:	$E_1 = 2,6 \times 10^9 \text{ (N/m}^2\text{)}$
Coeficiente de Poisson do bloco:	$\nu_2 = 0.23$
Módulo de elasticidade secante na resistência final do bloco:	$E_2 = 50 \times 10^9 \text{ (N/m}^2\text{)}$

(2) Massa do trecho da asa impactada e do bloco de rocha

A massa da asa impactada, m_1 , é calculada considerando o trecho limitado pelas juntas de concreto, através da fórmula abaixo.

$$m_1 = V_1 \frac{\gamma_c}{g}$$

A massa do bloco de rocha, m_2 , é calculada conforme a seguir:

$$m_2 = \frac{4}{3} \pi \cdot R^3 \cdot \frac{\gamma_{rocha}}{g}$$

Onde:

m_1 : massa do concreto em cada trecho da asa (kg)

V_1 : volume de um trecho de asa, limitado pelas juntas de concreto

γ_c : peso específico do concreto 22 (kN/m³)

m_2 : massa do bloco de rocha (kg)

R : raio do bloco correspondente ao diâmetro D_{95} (m)

γ_{rocha} : peso específico do bloco 25 a 30 (kN/m³)

g : aceleração gravitacional 9,81(m/s²)

(3) Constante do experimento

A partir dos resultados de experimentos de colisão do bloco sobre a barreira, realizados para os valores de cálculo, a força de impacto do bloco é calculada com a multiplicação da constante de experimento β , conforme demonstrado abaixo:

$$\beta = (E + 1)^{-0.8}$$

$$E = \frac{m_2}{m_1} \cdot U^2$$

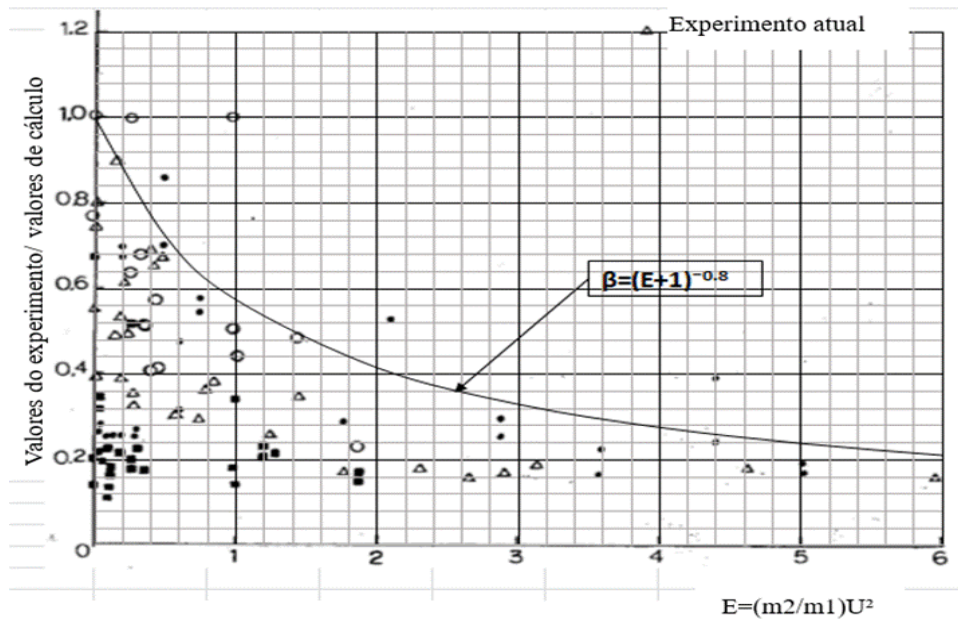


Figura 76 - Constante de experimento da força de impacto do bloco β

Fonte: Mizuyama, Imaki: Experimento sobre a força de impacto do fluxo de detritos em Barreira SABO. Doboku Gijutsu Shiryo Vol. 122, número 11.

5.4.5.3. Força de impacto dos troncos carregados

A força de impacto recebida pela barreira, decorrente da colisão dos troncos carregados, é calculada com a aplicação da mesma fórmula de cálculo da força de impacto dos blocos, fazendo as alterações necessárias nos parâmetros.

$$P_w = \beta \cdot n \cdot \alpha^{3/2}$$

$$n = \sqrt{\frac{16 \cdot R_{wm}}{9\pi^2 (K_1 + K_2)^2}}$$

$$K_1 = \frac{1 - \nu_1^2}{\pi E_1} \quad K_2 = \frac{1 - \nu_3^2}{\pi E_3}$$

$$\alpha = \left(\frac{5U^2}{4 \cdot n_1 \cdot n} \right)^{2/5}$$

$$n_1 = \frac{1}{m_3}$$

$$\beta = (E + 1)^{-0.8}$$

$$E = \frac{m_3}{m_1} U^2$$

Onde:

P_w : força de impacto dos troncos carregados (N)

R_{wm} : raio dos troncos carregados (m)

ν_3 : coeficiente de Poisson dos troncos carregados

E_3 : módulo de elasticidade dos troncos carregados (N/m²)

U : velocidade dos troncos carregados (velocidade média do FD, m/s)

m_3 : massa dos troncos carregados (kg)

Os demais parâmetros são iguais à expressão correspondente ao impacto dos blocos. Vale destacar que, ao fazer o cálculo da força de impacto dos troncos carregados, adota-se o mesmo entendimento do ponto de incidência da força de impacto do bloco (Figura 56).

No cálculo estrutural, compara-se as forças de impacto do bloco e dos troncos carregados e se adota o maior valor.

(1) Constante física dos troncos carregados

A Tabela 7 lista valores de referência dos parâmetros de deformabilidade de madeiras, de acordo com a experiência japonesa.

Tabela 10 - Coeficiente de elasticidade para as principais espécies de árvores (referência)

Espécie	Massa específica (kg/m ³)	Módulo de Young (10 ⁹ N/m ²)	Coefficiente de Poisson
		E _L	ν ₃
Cedro-japonês (<i>Cryptomeria japônica</i>)	330	7,35	0,40
(<i>Picea jezoensis</i>)	390	10,79	0,40
(<i>Pinus desiflora</i>)	210	11,77	0,40
(<i>Fagus crenata blume</i>)	620	12,26	0,40
Kiri-japonês (<i>Paulownia tomentosa</i>)	290	5,88	0,40
(<i>Quercus crispula blume</i>)	700	11,28	0,40
(<i>Zelkova serrata</i>)	700	10,30	0,40
(<i>Quercus gilva</i>)	830	16,18	0,40
Acácia-bastarda (<i>Robinia pseudoacacia</i>)	750	12,75	0,50

Fonte: Handbook da Indústria Madeireira, 4^a Revisão (2004), Instituto de Pesquisa sobre Floresta e Produtos Florestais, pp.135

(2) Massa dos troncos carregados

A massa m₃ dos troncos carregados é calculada com a fórmula abaixo:

$$m_3 = \pi \cdot R_{wm}^2 \cdot L_{wm} \cdot \rho$$

Onde:

m₃ : massa dos troncos carregados (kg)

R_{wm} : raio máximo dos troncos carregados medido na altura do peito (m)

L_{wm} : comprimento dos troncos carregados

ρ : massa específica dos troncos carregados (kg/m³)

5.4.6. Cálculos de estabilidade

5.4.6.1. Condições de estabilidade

O dimensionamento segue os princípios clássicos de análise de estabilidade de estruturas de gravidade em concreto, considerando as verificações de tombamento, deslizamento e tensões na base da fundação. O dimensionamento da barreira deve considerar a topografia, a geologia e a modalidade de escoamento do fluxo de detritos, de forma a garantir a estabilidade interna e externa da estrutura.

O cálculo de estabilidade da barreira de concreto gravidade tem que satisfazer as seguintes condições de estabilidade:

(1) Estabilidade para tombamento

Para que não ocorra tensão de tração a extremidade de montante da base da barreira, a linha de ação do somatório das forças externas e do peso próprio deve incidir dentro do terço central da base da barreira.

(2) Estabilidade contra o deslizamento

Não pode ocorrer deslizamento entre a base da barreira e o terreno de fundação.

(3) Estabilidade estrutural do corpo da barreira e do terreno da fundação

A tensão máxima que ocorre dentro da barreira não deve ultrapassar o valor de tensão admissível dos materiais que a compõem e a maior tensão recebida pelo terreno da fundação deve ser inferior à sua tensão admissível.

5.4.6.2. Estabilidade ao tombamento e tensão de tração

(1) Estabilidade ao tombamento

Se a posição do ponto de ação da soma de todas as cargas que incidem na base estiver dentro do terço central, garante-se que não ocorrerão tensões de tração na base da barreira, assegurando também a estabilidade ao tombamento (Figura 58).

$$M = (R_v V \cdot L_v) + (R_h H \cdot L_h)$$

$$x = \frac{M}{R_v}$$

, dentro dos seguintes limites

$$\frac{1}{3}b_2 \leq x \leq \frac{2}{3}b_2$$

Onde:

x : distância entre a extremidade a montante da base da barreira e o ponto de interseção da linha de ação do somatório das forças verticais e horizontais (m)

R_v : somatório das forças verticais por unidade de comprimento (kN/m)

R_h : somatório das forças horizontais por unidade de comprimento (kN/m)

R : soma vetorial das forças R_v e R_h (kN/m)

M : somatório dos momentos das forças R_v e R_h por unidade de comprimento (kN/m·m)

$L_{h,v}$: distâncias da extremidade de montante da base da barreira até as linhas de ação das forças R_v e R_h (m)

b_2 : largura da base da barreira (m)

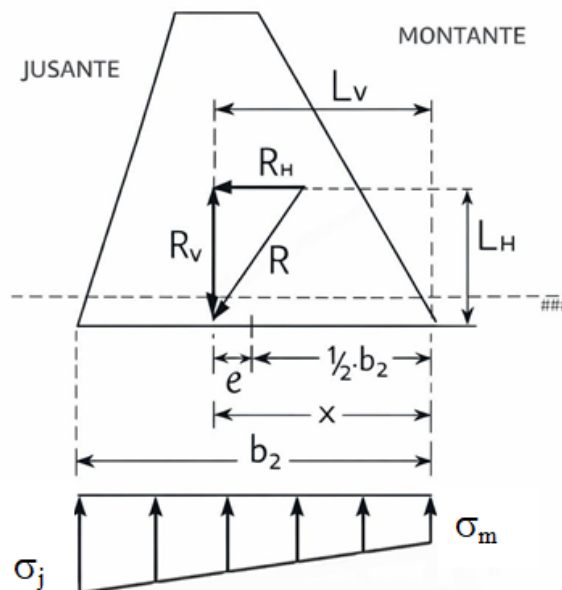


Figura 77 - Cálculo da excentricidade e verificação contra tensões de tração na base da barreira.

Fonte: Elaborada pelo Projeto Sabo

(2) Estabilidade para tensão de tração

Se a condição de que o ponto de ação da soma de todas as cargas que incidem na base estiver dentro do terço central for atendida no item anterior, também será evitado o surgimento de tensões de tração na base barreira. Isso equivale a ter uma excentricidade menor ou igual que 1/6 da largura da base (Fig. 117).

$$|e| \leq \frac{b_2}{6}$$

Sendo:

$$e = x - \frac{1}{2} \cdot b_2$$

As tensões atuantes nas extremidades de montante e jusante da base serão:

$$\sigma_m = \frac{V}{b_2} \left(1 - \frac{6e}{b_2} \right)$$

$$\sigma_j = \frac{V}{b_2} \left(1 + \frac{6e}{b_2} \right)$$

Onde:

σ_m : tensão vertical na extremidade a montante da base (kN/m²)

σ_j : tensão vertical na extremidade a jusante da base (kN/m²)

e : excentricidade (m)

5.4.6.3. Estabilidade ao deslizamento

Deve-se assegurar um fator de segurança adequado na análise de estabilidade ao deslizamento, conforme abaixo:

$$FS_d = \frac{tg\phi \cdot R_V + a \cdot b_2}{R_H}$$

Onde:

FS_d : fator de segurança ao deslizamento

R_V : somatório das forças verticais por unidade de largura (kN/m)

R_H : somatório das forças horizontais por unidade de comprimento (kN/m)

$tg \phi$: coeficiente de atrito entre base do corpo e o terreno da fundação

a : adesão entre corpo da barreira e o terreno de fundação (kN/m²)

b_2 : largura da base da barreira (m)

O fator de segurança ao deslizamento deve ser de, no mínimo, 1,5.

A avaliação do fator de segurança deve ser feita não somente entre a base da barreira e a superfície da fundação, mas também ao longo de planos no interior da fundação, caso estes apresentem menores parâmetros de resistência ao cisalhamento.

Quando a base da barreira for assentada em rocha, a parcela de adesão “a” deve ser o menor dos valores entre a rocha e o concreto.

A Tabela 8 apresenta valores de referência para os parâmetros “a” e ϕ , aplicáveis a rochas observados no Japão. Esses valores devem ser utilizados como orientação de eliminar e ajustados às condições da prática brasileira. Para solos, a estimativas devem ser realizadas com base em resultados de ensaio SPT ou ensaios de resistência em laboratório.

Tabela 11 - Valores referenciais de ângulo de atrito e adesão conforme o material da fundação de acordo com a experiência japonesa.

Rocha			Solo		
Tipo	a	t	Tipo	a	t
	(k N/m ²)	$g\phi$		(k N/m ²)	$g\phi$
Rocha dura (A)	3000	1,2	Pedregulho grosso	-	0,7
Rocha média (B)	2000	1	Pedregulho fino	-	0,6
Rocha branda II(C _H)	1000	0,8	Solo arenoso	—	0,55

Rocha branda I (C _M)	600	0,7	Solo argiloso	—	0,45
----------------------------------	-----	-----	---------------	---	------

5.4.6.4. Estabilidade contra a ruptura do corpo da barreira e tensões mobilizadas na fundação

A tensão máxima que age na base da barreira ou no interior do corpo, não deve ultrapassar a tensão admissível.

(1) A capacidade de carga da fundação

Apresentam-se na Tabela 9 os valores de referência de tensão admissível do terreno da fundação. A tensão máxima do terreno na extremidade a jusante da barreira (σ_j) não deve ultrapassar o valor de tensão admissível.

Tabela 12 - Valores de referência de tensão admissível do terreno da fundação.

Rocha		Solo	
Tipo	Tensão admissível (kN/m ²)	Tipo	Tensão admissível (kN/m ²)
Rocha dura (A)	600	Pedregulho grosso	600
Rocha média (B)	400	Pedregulho fino	400
Rocha branda II (C _H)	200	Solo arenoso	250

Rocha banda I (C_M)	120 0	Solo argiloso	100
-------------------------------	----------	------------------	-----

(2) Ruptura do corpo da barreira

A tensão máxima gerada no interior do corpo ocorre na extremidade a jusante (σ_j). A tensão máxima gerada não pode superar o valor de tensão admissível dos materiais que o compõem. De maneira geral, a tensão máxima gerada no interior do corpo geralmente não ultrapassa a tensão admissível do concreto e, por isso, esta condição costuma ser irrelevante.

5.5. MÉTODO DE CÁLCULO DE ESTABILIDADE DO CORPO DA BARREIRA

Em sua totalidade, a barreira impermeável tem que ser estável para tombamento, deslizamento e capacidade de carga de fundação. Os cálculos de estabilidade são executados em separado para as partes transbordante (corpo no trecho do vertedouro) e não transbordante (corpo e asa). Resumem-se abaixo os itens considerados para o cálculo de estabilidade de uma barreira.

O método de cálculo segue o princípio clássico de análise de estabilidade de estruturas de gravidade, no qual as ações atuantes são decompostas em componentes verticais e horizontais para verificação das condições de equilíbrio global.

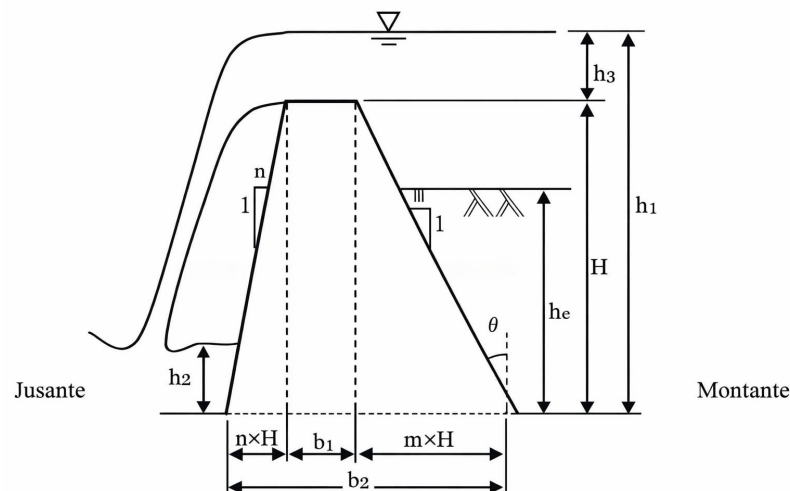


Figura 78 - Itens necessários para o dimensionamento da barreira

Fonte: Diretrizes Técnicas Sabo da Província de Aomori, Projetos de Engenharia para Fluxos de Detritos (2017)

Tabela 13 - Itens necessários para o cálculo de estabilidade da barreira.

Símbolo	Item	Observação	Faixa de Valores típicos
H	Altura da barreira		—
b ₁	Largura da soleira do vertedouro		—
b ₂	Largura da base da barreira	$b_2 = b_1 + (m + n) \cdot H$	—
m	Inclinação paramento de montante	1 : m, $m = \tan\theta$	—
n	Inclinação paramento de jusante	1 : n	—
h ₁	Profundidade da água a montante	$h_1 = H + h_3$	—
h ₂	Profundidade da água a jusante		—
h ₃	Profundidade da água transbordante (condições de cheia)		—
D _d	Profundidade da água do fluxo de detritos		—

h_e	Altura de sedimentos acumulados	Condição de fluxo de detritos	—
		(parte transbordante): $h_e = H - D_a$	
γ_c	Peso específico do concreto		22kN/m ³
γ_{wol}	Peso específico da água com sedimentos		12 kN/m ³
γ_{debris}	Peso específico do fluxo de detritos $\gamma_{debris} = \gamma_s \cdot C_d + \gamma_w \cdot (1 - C_d)$ $= 0,01 \cdot \rho_{rocha} \cdot C_d + 0,01 \cdot \rho_w \cdot (1 - C_d)$	C_d : Concentração de sólidos no volume total do fluxo de detritos	—
		ρ_w : massa específica da água (1200 kg/m ³)	
		ρ_{rocha} : massa específica do bloco (2600 a 3000 kg/m ³)	
γ_{sub}	Peso específico submerso dos sedimentos no fluxo de detritos	$\gamma_{sub} = C^* \cdot (\rho_{rocha} - \rho_w) \cdot g$	5 a 8 kN/m ³
		C^* : concentração dos sólidos depositados no leito	

γ_{rocha}	Peso específico do bloco de rocha		25 a 30 kN/m ³
g	Aceleração gravitacional		9,81 m/s ²
K_a	Coefficiente de empuxo	$K_a = \frac{(1 - \sin\phi)}{(1 + \sin\phi)}$ $\phi : \text{ângulo de atrito dos sedimentos acumulados}$	0,27 a 0,36

5.5.1. Cálculo de estabilidade da parte transbordante

A verificação de estabilidade da parte transbordante é feita usando a geometria da seção transversal da barreira no trecho do vertedouro, combinando as forças de projeto em três cenários (condições de fluxo de detritos, condições de cheia e condições de preenchimento de sólidos), conforme as Tabelas 11 até 13.

Tabela 14 - Ações consideradas no cálculo de estabilidade da barreira impermeável.

Cenário	Condição do fluxo de detritos	Condições de cheia	Condições de preenchimento de sólidos
Altura da barreira inferior a 15m	Peso próprio do corpo, pressão hidrostática, empuxo do material depositado e solicitação hidrodinâmica do fluxo de detritos	Peso próprio do corpo e pressão hidrostática	Peso próprio do corpo, pressão hidrostática e empuxo do material depositado

Tabela 15 - Ações na barreira impermeável (condições de fluxo de detritos, parte transbordante).

Cargas de projeto devidas a/aos:	Símbolo	Relação	Força vertical (V)	Força horizontal (H)	Distância entre a extremidade a montante da base da barreira e a linha de ação(L)	Momento (M=V×L + H×L)
Peso próprio	W					
	W ₁	$1/2 \times \gamma_c \times m \times H^2$	(+)		$2/3 \times m \times H$	(+)
	W ₂	$W_c \times b_1 \times H$	(+)		$m \times H + 1/2 \times b_1$	(+)
	W ₃	$1/2 \times W_c \times n \times H^2$	(+)		$m \times H + b_1 + 1/3 \times n \times H$	(+)
Pressão Hidrostática	P					
	P _{V1}	$1/2 \times \gamma_w \times m \times h_e^2$	(+)		$1/3 \times m \times h_e$	(+)
	P _{H1}	$1/2 \times \gamma_w \times h_e^2$		(+)	$1/3 \times h_e$	(+)
	P _{H2}	$D_d \times W_0 \times h_e$		(+)	$1/2 \times h_e$	(+)
Pressão de deposição	P _e					
	P _{eV1}	$1/2 \times \gamma_s \times m \times h_e^2$	(+)		$1/3 \times m \times h_e$	(+)
	P _{eH1}	$1/2 \times k \times \gamma_s \times h_e^2$		(+)	$1/3 \times h_e$	(+)
	P _{eH2}	$k \times \gamma_s \times D_d \times h_e$		(+)	$1/2 \times h_e$	(+)
Peso do fluxo de detritos	P _d					
	P _{d1}	$\gamma_d \times D_d \times m \times h_e$	(+)		$1/2 \times m \times h_e$	(+)
	P _{d2}	$1/2 \times \gamma_d \times m \times D_d^2$	(+)		$m \times h_e + 1/3 \times m \times D_d$	(+)
Hidrodinâmica do FD	F	$\alpha \times (\gamma_d / g) \times D_d \times U^2$		(+)	$h_e + 1/2 \times D_d$	(+)
Totais			V	H		M

Momento de fluxo de detritos
(parte transbordante)

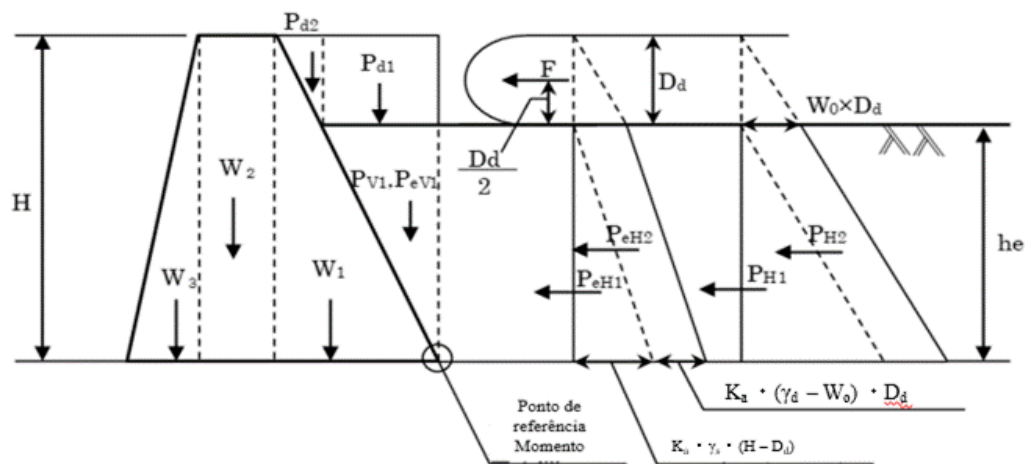


Figura 79 - Forças e diagrama de tensões da barreira impermeável (Condições de Fluxo de Detritos, Parte Transbordante).

Fonte: Elaborada pelo Projeto Sabo

Tabela 16 - Ações na barreira impermeável (Condições de Cheia normal, Parte Transbordante).

Cargas de projeto devidas a/ao:	Símbolo	Relação	Força vertical (V)	Força horizontal (H)	Distância entre a extremidade a montante da base da barreira e a linha de ação (L)	Momento (M = VxL + HxL)
Peso próprio	W_1	$\frac{1}{2} \times \gamma_c \times m \times H^2$	(+)	-	$\frac{2}{3} \times m \times H$	(+)
	W_2	$\gamma_c \times b_1 \times H$	(+)	-	$m \times H + \frac{1}{2} \times b_1$	(+)
	W_3	$\frac{1}{2} \times \gamma_c \times m \times H^2$	(+)	-	$m \times H + b_1 + \frac{1}{3} \times m \times H$	(+)
Pressão hidrostática (vertical)	P_{V1}	$\frac{1}{2} \times \gamma_w \times m \times H^2$	(+)	-	$\frac{1}{3} \times m \times H$	(+)
	P_{V2}	$\gamma_w \times m \times H \times h_3$	(+)	-	$\frac{1}{2} \times m \times H$	(+)
	P_{V3}	$\gamma_w \times b_1 \times h_3$	(+)	-	$m \times H + \frac{1}{2} \times b_1$	(+)
Pressão hidrostática (horizontal)	P_{H1}	$\frac{1}{2} \times \gamma_w \times H^2$	-	(+)	$\frac{1}{3} \times H$	(+)
	P_{H2}	$\gamma_w \times h_3 \times H$	-	(+)	$\frac{1}{2} \times H$	(+)
Totais			V	H		M

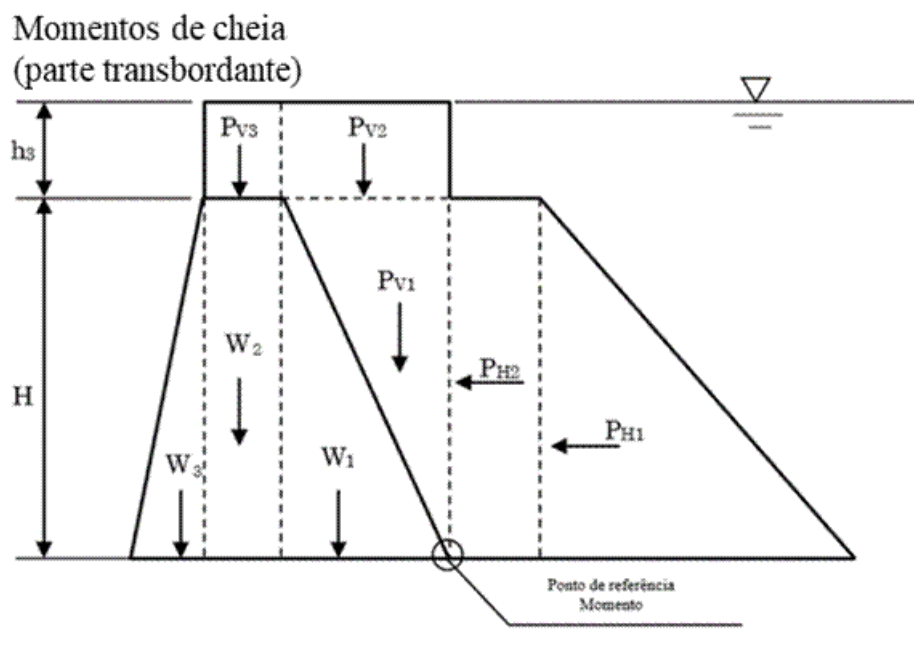


Figura 80 - Forças e diagrama de tensões da barreira impermeável (Condições de Cheia, Parte Transbordante).

Fonte: Elaborada pelo Projeto Sabo

Tabela 17 - Forças que incidem na barreira impermeável (Condições de Preenchimento dos Sólidos).

Cargas de projeto devidas a/ao:	Símbolo	Relação	Força vertical (V)	Força horizontal (H)	Distância entre a extremidade a montante da base da barreira e a linha de ação (L)	Momento ($M = V \times L + H \times L$)
Peso próprio	W_1	$\frac{1}{2} \times \gamma_c \times m \times H^2$	(+)	-	$\frac{2}{3} \times m \times H$	(+)
	W_2	$\gamma_c \times b_1 \times H$	(+)	-	$m \times H + \frac{1}{2} \times b_1$	(+)
	W_3	$\frac{1}{2} \times \gamma_c \times n \times H^2$	(+)	-	$m \times H + b_1 + \frac{1}{3} \times n \times H$	(+)
Pressão hidrostática (vertical)	P_{V1}	$\frac{1}{2} \times \gamma_w \times m \times H^2$	(+)	-	$\frac{1}{3} \times m \times H$	(+)
	P_{V2}	$\gamma_w \times m \times H \times h_v$	(+)	-	$\frac{1}{2} \times m \times H$	(+)

	P_{V3}	$\gamma_w \times b_1 \times h_v$	(+)	-	$m \times H + 1/2 \times b_1$	(+)
Pressão hidrostática (horizontal)	P_{H1}	$1/2 \times K_a \times \gamma_w \times H^2$	-	(+)	$1/3 \times H$	(+)
	P_{H2}	$\gamma_w \times h_v \times H$	-	(+)	$1/2 \times H$	(+)
Pressão de deposição	P_{S1}	$1/2 \times \gamma_s \times m \times H^2$	(+)	-	$1/3 \times m \times H$	(+)
	P_{S2}	$1/2 \times K_a \times \gamma_s \times H^2$	-	(+)	$1/3 \times H$	(+)
Totais			V	H		M

Momentos de preenchimento de sólidos (parte transbordante)

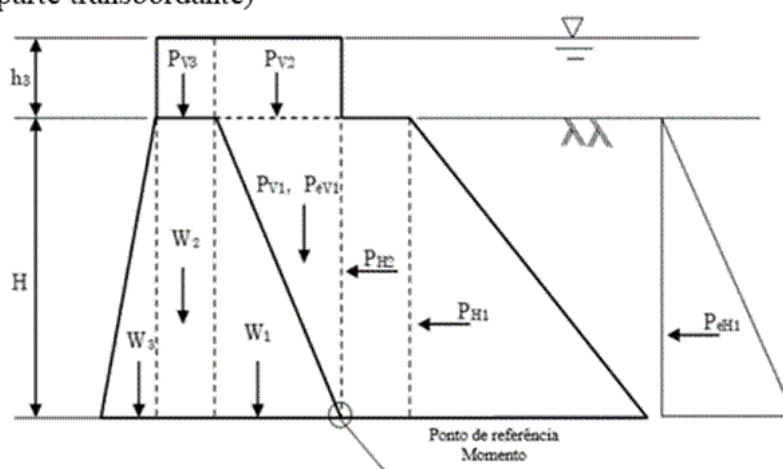


Figura 81 - Diagrama de cargas da barreira impermeável (Condições de Preenchimento de Sólidos, Parte Transbordante)

Fonte: Elaborada pelo Projeto Sabo

5.5.2. Cálculo de estabilidade da parte não transbordante

Na parte transbordante, a altura da barreira H é medida da soleira do vertedouro até a base da fundação. Na parte não transbordante, o corpo da barreira geralmente tem a mesma altura H , mas é preciso considerar também as asas.

No cálculo de estabilidade da parte não transbordante deve-se incluir as solicitações hidrodinâmicas nas asas, conforme a Figura 63 e Tabelas 12 a 13.

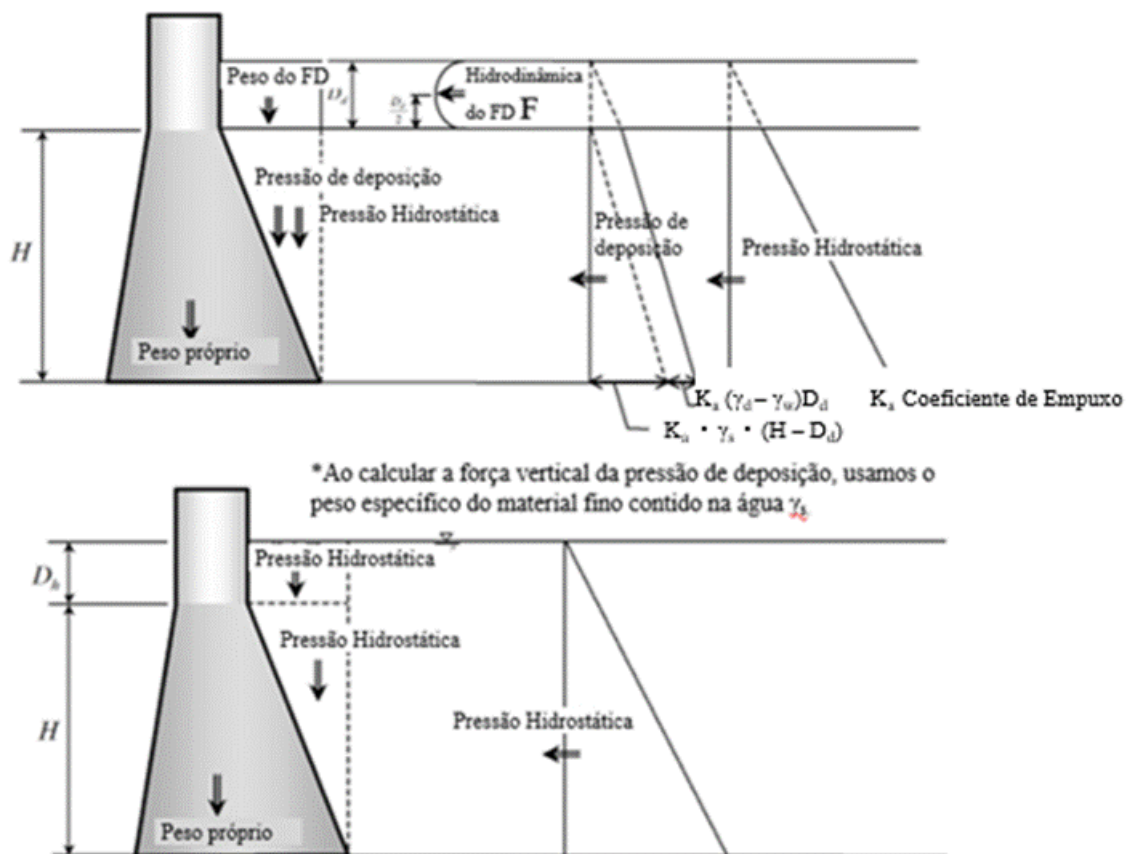


Figura 82 - Solicitações na parte não transbordante da barreira impermeável

Fonte: Manual of Technical Standard for establishing Sabo master plan for debris flow and driftwood, MLIT Sabo Planning Division Sabo Department

A superfície de deposição a montante da barreira aumenta gradativamente, conforme ocorre o assoreamento com material sólido. O cálculo

de estabilidade da parte não transbordante é realizado para altura da superfície de deposição com a qual a carga hidrodinâmica do fluxo de detritos que incide no corpo da barreira gerando o maior momento possível. A vazão de pico do fluxo de detritos pode escoar não apenas pelo vertedouro, mas também pelas asas da barreira (Figura 123). Nesses casos, são definidas duas seções, conforme abaixo, incluindo as asas na realização do cálculo de estabilidade do corpo da barreira.

Para fins de projeto, a situação mais desvantajosa é quando a crista do fluxo de detritos coincide com o topo da barreira (Figura 65). Na seção 1 isso ocorre antes que a superfície de deposição atinja a cota da soleira. Na seção 2 a condição crítica ocorre quando a superfície de deposição coincide com a cota da soleira do vertedouro.

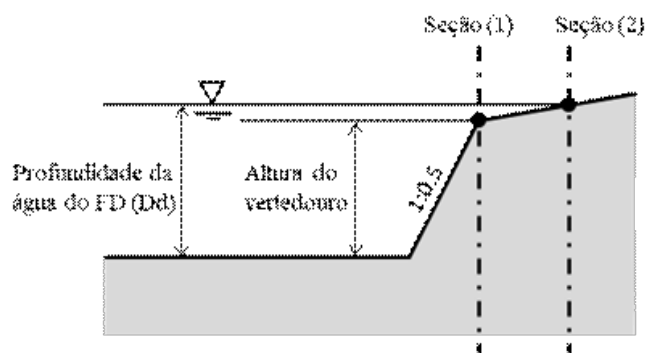


Figura 83- Vista frontal do trecho do vertedouro considerando as condições de fluxo de detritos (na seção 1 o fluxo transborda pelas asas)

Fonte: Elaborada pelo Projeto Sabo

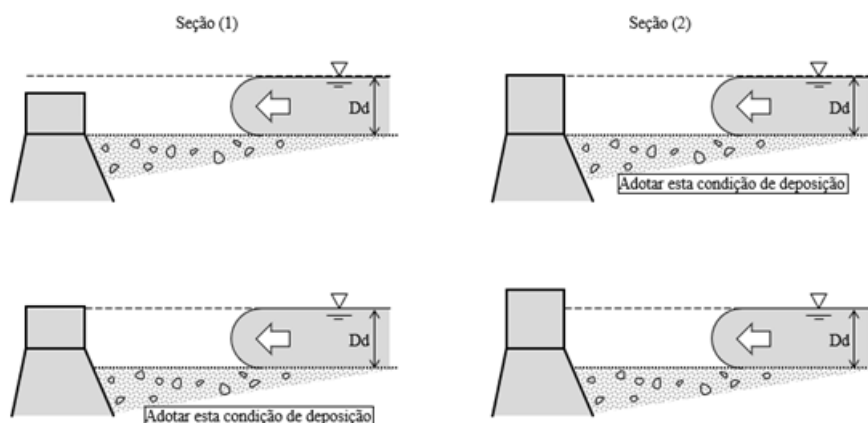


Figura 84 - Modo de incidência da carga hidrodinâmica.

Fonte: Elaborada pelo Projeto Sabo

Tabela 18 - Forças que incidem a cada unidade de largura da seção da barreira (Condições de fluxo de detritos – parte não transbordante).

Cargas de projeto devidas a/ao:	Símbolo	Relação	Força vertical (V)	Força horizontal (H)	Distância entre a extremidade a montante da base da barreira e a linha de ação(L)	Momento (M=V×L+H×L)
Peso próprio	W					
	W ₁	$1/2 \times W_c \times m \times H^2$	(+)		$2/3 \times m \times H$	(+)
	W ₂	$W_c \times b_1 \times (H + H^2)$	(+)		$m \times H + 1/2 \times b_1$	(+)
	W ₃	$1/2 \times W_c \times n \times H^2$	(+)		$m \times H + b_1 + 1/3 \times n \times H$	(+)
Pressão Hidrostática	P					
	P _{V1}	$1/2 \times \gamma_w \times m \times H^2$	(+)		$1/3 \times m \times H$	(+)
	P _{H1}	$1/2 \times \gamma_w \times H^2$		(+)	$1/3 \times H$	(+)
	P _{H2}	$D_d \times \gamma_w \times H$		(+)	$1/2 \times H$	(+)
Pressão de deposição	P _d					
	P _{Vd}	$1/2 \times \gamma_s \times m \times H^2$	(+)		$1/3 \times m \times H$	(+)
	P _{Hd1}	$1/2 \times k \times \gamma_s \times H^2$		(+)	$1/3 \times H$	(+)
	P _{Hd2}	$C_d \times \gamma_s \times D_d \times H$		(+)	$1/2 \times H$	(+)
Peso do fluxo de detritos	P _d					
	P _{d1}	$\gamma_s \times D_d \times m \times H$	(+)		$1/2 \times m \times H$	(+)
Hidrodinâmica do fluxo de detritos	F	$\alpha \times \rho_w \times g \times D_d \times U^2$		(+)	$H + 1/2 \times D_d$	(+)
Totais			V	H		M

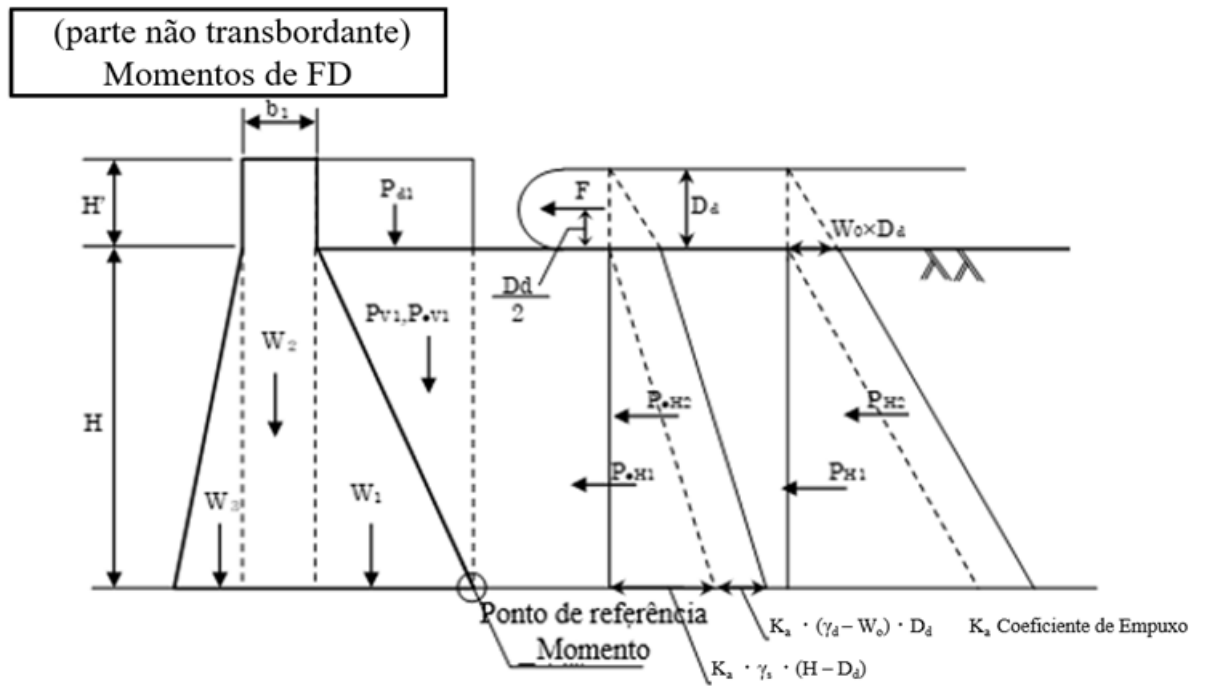


Figura 85 - Diagrama de cargas da barreira impermeável (Condições de fluxo de detritos – parte não transbordante).

Fonte: Elaborada pelo Projeto Sabo

Tabela 19 - Forças que incidem a cada unidade de largura da seção da barreira (condições de cheia – parte não transbordante).

Cargas de projeto devidas a/ao:	Símbolo	Relação	Força vertical (V)	Força horizontal (H)	Distância entre a extremidade a montante da base da barreira e a linha de ação(L)	Momento ($M = V \times L + H \times L$)
Peso próprio	W					
	W ₁	$1/2 \times W_c \times m \times H^2$	(+)		$2/3 \times m \times H$	(+)
	W ₂	$W_c \times b_1 \times (H + H')$	(+)		$m \times H + 1/2 \times b_1$	(+)
	W ₃	$1/2 \times W_c \times n \times H^2$	(+)		$m \times H + b_1 + 1/3 \times n \times H$	(+)
Pressão hidrostática	P					
	Pv ₁	$1/2 \times \gamma_w \times m \times H^2$	(+)		$1/3 \times m \times H$	(+)
	Pv ₂	$\gamma_w \times m \times H \times h_3$	(+)		$1/2 \times m \times H$	(+)
	PH ₁	$1/2 \times \gamma_w \times (H + h_3)^2$		(+)	$1/3 \times (H + h_3)$	(+)
Totais			V	H		M

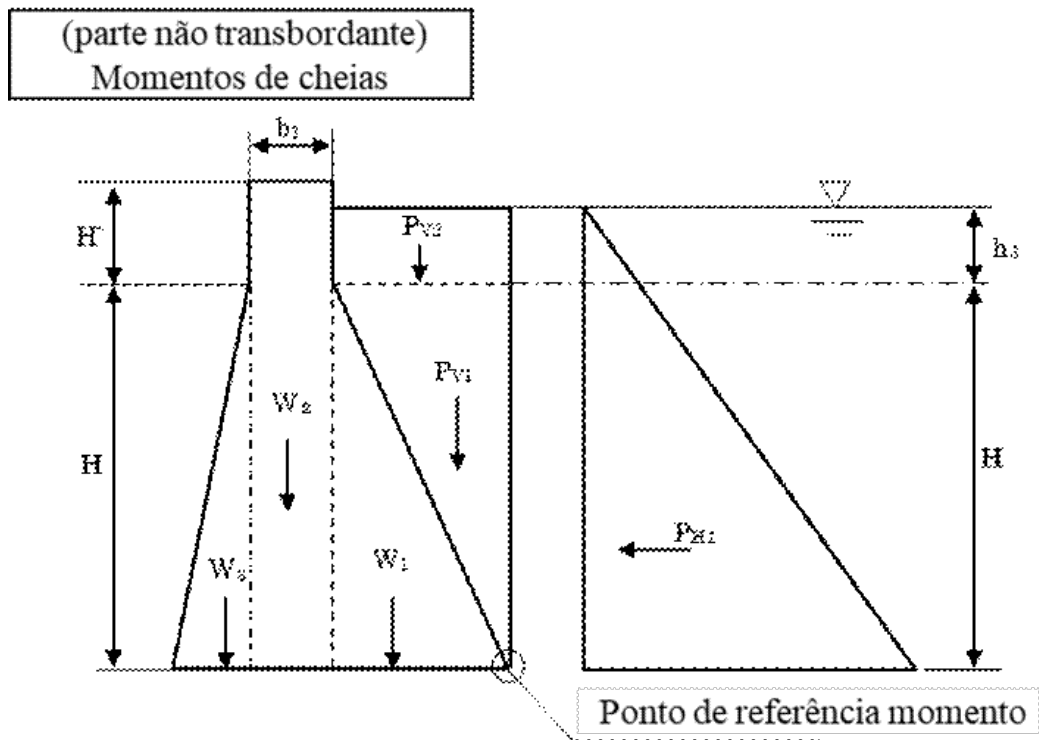


Figura 86 - Diagrama de cargas da barreira impermeável (condições de cheia – parte não transbordante).

Fonte: Elaborada pelo Projeto Sabo

Tabela 20 - Forças que incidem a cada unidade de largura da seção da barreira (Condições de Preenchimento de Sólidos – Parte não transbordante).

Cargas de projeto devidas a/ao:	Símbolo	Relação	Força vertical (V)	Força horizontal (H)	Distância entre a extremidade a montante da base da barreira e a linha de ação(L)	Momento (M= V×L + H×L)
Peso próprio	W					
	W1	$1/2 \times W_0 \times m \times H^2$	(+)		$2/3 \times m \times H$	(+)
	W2	$W_0 \times b_1 \times (H + H')$	(+)		$m \times H + 1/2 \times b_1$	(+)
	W3	$1/2 \times W_0 \times n \times H^2$	(+)		$m \times H + b_1 + 1/3 \times n \times H$	(+)
Pressão hidrostática	P					
	Pv1	$1/2 \times \gamma_w \times m \times H^2$	(+)		$1/3 \times m \times H$	(+)
	Pv2	$\gamma_w \times m \times H \times h_3$	(+)		$1/2 \times m \times H$	(+)
	Ph1	$1/2 \times \gamma_w \times (H + h_3)^2$		(+)	$1/3 \times (H + h_3)$	(+)
Pressão de deposição	Pe					
	Pev1	$1/2 \times \gamma_s \times m \times H^2$	(+)		$1/3 \times m \times H$	(+)
	PeH1	$1/2 \times k \times \gamma_s \times H^2$		(+)	$1/3 \times H$	(+)
Totais			V	H		M

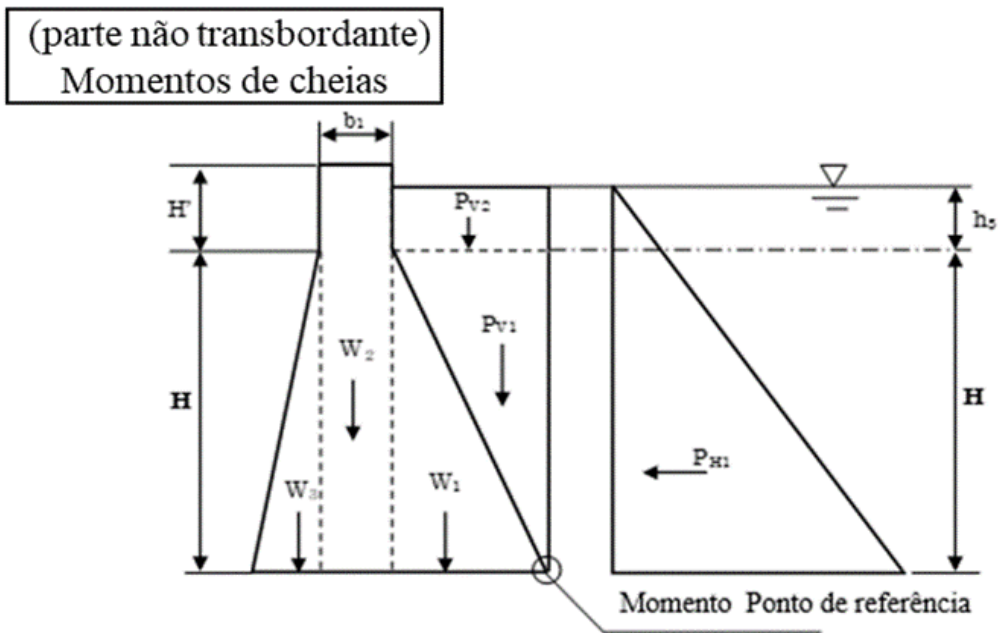


Figura 87 - Diagrama de cargas da barreira impermeável (Condições de Preenchimento de Sólidos – Parte não transbordante).

Fonte: Elaborada pelo Projeto Sabo

5.6. CÁLCULO DE ESTABILIDADE DAS ASAS

5.6.1. Solicitações de projeto

As asas da barreira devem ser dimensionadas considerando a solicitação hidrodinâmica do fluxo de detritos somada à força de impacto dos troncos carreados ou dos blocos de rocha, adotando-se o maior valor.

Abaixo, definem-se as solicitações a serem consideradas nas análises:

- Peso próprio da asa;
- Solicitação hidrodinâmica do fluxo de detritos;
- Força de impacto do bloco ou de troncos.

5.6.2. Condições de estabilidade

(1) Estabilidade ao tombamento e tensões no contato da asa com o corpo da barreira

Para que não ocorra tensão de tração no contato das asas com o corpo da barreira, a resultante das forças externas e do peso próprio da asa deve estar posicionada dentro do terço central do trecho de contato entre a asa e o corpo (b_1). Desse modo, garante-se, simultaneamente, a segurança ao tombamento.

Quando a tensão de tração gerada na interface entre a asa e o corpo for superior à tensão de tração admissível, barras de aço devem ser implantadas para resistir às tensões de tração na parte de montante da interface entre as asas e o corpo da barreira.

O cálculo da excentricidade da resultante é feito conforme abaixo

$$x = \frac{M}{R_V}$$

$$\frac{1}{3}b_1 \leq x \leq \frac{2}{3}b_1$$

Onde:

x : distância entre a extremidade a montante da base da asa (b_1) e o ponto de interseção da linha de ação da soma das cargas (m)

R_V : somatório das forças verticais por unidade de comprimento (kN/m)

M : momento total a cada unidade de largura da seção (kNm/m)

b_1 : largura da base das asas (m)

(2) Estabilidade ao deslizamento

Na análise ao deslizamento no contato entre as asas e o corpo da barreira é necessário garantir um fator de segurança mínimo.

No cálculo do fator de segurança ao deslizamento no contato entre as asas e o corpo da barreira, utiliza-se a equação abaixo, recomendando-se um fator de segurança mínimo de 4,0.

$$FS = \frac{\mu \cdot RV + \tau_c \cdot L}{R_H}$$

Onde:

FS : fator de segurança

R_V : resultante das forças verticais que incidem a cada unidade de largura da seção (kN/m)

R_H : resultante das forças horizontais a cada unidade de largura da seção (kN/m)

μ : coeficiente de atrito ($\mu = 0,7$)

τ_c : resistência ao cisalhamento do concreto (kN/m²)

L : comprimento da base da asa na direção paralela ao canal (m).

A princípio adota-se $L = b_I$.

5.6.3. Resistência do concreto não armado ao cisalhamento

Mesmo em âmbito mundial, são poucas as pesquisas sobre a resistência do concreto não armado ao cisalhamento, não havendo métodos consolidados para os ensaios nem para a resistência. Consequentemente, nas normas técnicas e termos de referência do Japão não constam menções à resistência ao cisalhamento. Entretanto, a importância da resistência ao cisalhamento para a superfície de lançamento do concreto não armado em barragens de concreto, fez

com que, excepcionalmente, fosse definida a resistência do concreto não armado ao cisalhamento para esse tipo de estrutura. Com base nos poucos resultados de ensaios de ruptura por cisalhamento, realizados com concreto não armado, a experiência japonesa considera que a resistência de projeto ao cisalhamento do concreto τ_c é adotada como aproximadamente 1/5 da sua resistência à compressão de projeto.

Por exemplo, para um concreto com resistência à compressão característica de 18 (MPa), a resistência ao cisalhamento de projeto considerada no Japão é igual a:

$$\tau_c = \frac{f_{cd}}{5} = \frac{18.000/1,4}{5} = 2571 \left(\frac{kN}{m^2} \right)$$

Onde:

τ_c : resistência de projeto do concreto ao cisalhamento (kN/m²)

f_{cd} : resistência de projeto à compressão (kN/m²) = resistência característica do concreto à compressão dividida por $\gamma_c = 1,4$ (conforme NBR 6118:2024).

(3) Estabilidade quanto à ruptura da asa

Na análise de estabilidade contra a ruptura das asas, a tensão máxima não deve ultrapassar a tensão admissível do concreto. A tensão máxima nas extremidades do contato da asa com o corpo da barreira não deve ultrapassar o valor de tensão admissível do material.

A equação abaixo permite o cálculo das tensões nas extremidades da base da asa.

$$\sigma_m = \frac{R_v}{b_1} \left(1 - \frac{6e}{b_2} \right) ; \sigma_j = \frac{R_v}{b_1} \left(1 - \frac{6e}{b_1} \right)$$

$$e = x - \frac{1}{2} \cdot b_1$$

Onde:

σ_m : tensão vertical na extremidade a montante da asa (kN/m²)

σ_j : tensão vertical na extremidade a jusante da asa (kN/m²)

e : excentricidade (m)

R_V : somatório das forças verticais por unidade de largura (kN/m)

b_I : largura da asa da barreira (m)

x : distância entre a extremidade a montante da asa da barreira e o ponto de interseção da linha de ação da soma das cargas (m)

Considerando-se a resistência à compressão admissível de curto prazo no concreto, este valor deve ser majorado em 50%.

5.7. MÉTODO DE CÁLCULO DA ESTABILIDADE DAS ASAS

O cálculo de estabilidade das asas considera a solicitação hidrodinâmica do fluxo de detritos e a força de impacto do bloco ou troncos e verifica-se que as condições necessárias à estabilidade sejam satisfeitas (tombamento, deslizamento e tensões no contato da asa com o corpo da barreira).


Na Tabela 18 apresenta-se a combinação das forças externas de projeto para a parte das asas e a Tabela 19 apresenta as forças atuantes e seus braços de alavanca.

Tabela 21 - Cargas utilizadas no cálculo de estabilidade das asas

Condição	Condições do fluxo de detritos	Condições de cheias	Condições de preenchimento de sólido
Asas	Peso próprio, solicitação hidrodinâmica do fluxo de detritos e o maior valor obtido entre as forças de impacto do bloco e de troncos carregados.		

Tabela 22 - Forças atuantes (por metro de asa).

Cargas de projeto devidas a/ao:	Símbolo	Relação	F orça vertical (V)	F orça horizontal (H)	Distância entre a extremidade de a montante da base da barreira e a linha de ação (L)	Momento (M = VxL + HxL)
Peso próprio	W1	$\gamma c \times b1 \times H'$	(+)	-	$m \times H + 1/2 \times b1$	(+)
Força de impacto do bloco ou troncos carregados	P _i	Força de impacto decorrente da colisão de bloco ou troncos carregados	-	(+)	1) Quando $D95 < Dd$ - $1/2x D95$	(+)
			-	(+)	2) Quando $D95 \geq Dd$ $1/2x D95$	(+)
Solicitação hidrodinâmica do fluxo de detritos	F	$\alpha \times \rho d / g \times Dd \times U^2$	-	(+)	$1/2 \times Dd$	(+)
Totais			V	H		M



[1] Takahisa Mizuyama, Shinji Uehara: “Análise dos resultados observacionais da profundidade da água e velocidade de escoamento do fluxo de detritos, Shin SABO, Vol.37, No.4

[2] Werner Goldsmith: Impact (The Theory and Physical Behavior of Colling Solids), Edward Arnold, 1960

[3] Kazumi Seo, Takahisa Mizuyama, Hisami Shimoazuma(1985): relatório de testes e análise sobre materiais de amortecimento para a força de impacto do fluxo de detritos. Doboku Kenkyu Shiryou Edição 2169.

[4] Kazumi Seo, Takahisa Mizuyama, Hisami Shimoazuma(1985): relatório de testes e análise sobre materiais de amortecimento para a força de impacto do fluxo de detritos. Doboku Kenkyu Shiryou Edição 2169.



**PROJETO DE BARREIRA SABO
PERMEÁVEL**

Sumário

1.	6. Projeto de barreira SABO permeável.....	233
	6.1. Considerações sobre o projeto de barreira permeável.....	233
	6.1.1. Identificação das partes da barreira permeável.	233
	6.1.2. Aspectos a serem observados no projeto da barreira permeável	234
	6.1.3. Ações sobre a estrutura de aço.....	235
	6.1.4. Dimensionamento estrutural.....	239
	6.1.5. Aço estrutural, conectores e solda	239
	6.1.6. Espessura de corrosão	241
	6.1.7. Margem adicional de espessura do aço devido ao desgaste provocado pelo material carregado pela água e impacto dos detritos.....	244
	6.2 Projeto de engenharia da barreira permeável.....	248
	6.2.1. Etapas da elaboração do projeto de engenharia da barreira permeável.....	248
	6.2.2. Espaçamento entre os tubos de aço.....	249
	6.2.3. Definição do vertedouro	253
	6.2.4. Definição da parte aberta.....	256
	6.3. PROJETO DE ENGENHARIA DA ESTRUTURA PERMEÁVEL CONSTITUÍDA POR TUBOS DE AÇO RETICULADOS	260
	6.3.1. Itens para o desenvolvimento do projeto de engenharia	260
	6.3.2. Espessura mínima dos tubos de aço.....	261
	6.3.3. Peças tubulares	263
	6.3.4. Juntas flangeadas.....	265
	6.4. CÁLCULO ESTRUTURAL.....	271
	6.4.1. Combinação de cargas utilizadas no cálculo estrutural	271
	6.4.2. Cálculo de cargas variáveis utilizadas na análise estrutural ...	274
	6.4.3. Metodologia do cálculo estrutural	276
	6.4.4. Análise e dimensionamento da estrutura de aço para a colisão de blocos	278

6.4.4.4. Metodologia de análise e verificação da estrutura de aço submetida a colisão de blocos	284
6.5. Bloco de ancoragem.....	291
6.5.1. Formato do bloco de ancoragem de concreto.....	291
6.5.2. Verificação do trecho dos tubos inseridos no concreto.....	295
6.5.3. Condições de estabilidade.....	299
6.6. Carga desalinhada com o eixo da barreira permeável	301
6.7. Dimensionamento da parte não transbordante (parte impermeável)	302
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	304

Lista de Tabela

Tabela 1 - Espessura de corrosão e margem adicional de espessura para os elementos da estrutura de aço devido ao desgaste provocado pelo material carreado e impacto dos detritos.....	248
Tabela 2 - Granulometria utilizada para garantir que a barreira permeável exerça o efeito de reter o fluxo de detritos.....	250
Tabela 3 - Combinação de cargas de projeto consideradas na análise estrutural	273
Tabela 4 - Grau de danos nas peças e respectivas ações.....	283
Tabela 5 - Tabela 32: Memória de cálculo para o Caso 1: Bloco com $D0 = 1,6$ m e $V = 5,31$ m/s.....	Erro! Indicador não definido.
Tabela 6 - Memória de cálculo para o Caso 2: Bloco com $D0 = 2,0$ m e $V = 10$ m/s.....	291

Lista de Figura

Figura 1 - Identificação das partes da barreira permeável: vista de jusante	234
Figura 2 - Identificação das partes da barreira permeável: cortes da parte aberta.....	234
Figura 3 - (a) Próxima ao bloco de ancoragem da parte permeável; (b) Próximo à soleira do vertedouro da parte permeável.....	237
Figura 4 - Pressões hidrostáticas atuantes na barreira permeável.....	238
Figura 5 - Tipos de solda: de penetração e de filete.....	240
Figura 6 - Espessura de corrosão e margem adicional de espessura dos tubos de aço.....	242
Figura 7 - Tubo de aço corroído, sem pintura	243
Figura 8 - Barreira Slit No.1, Talvegue 1, Rio Usu (obra concluída em 1979)	243
Figura 9 - Relação da capacidade de carga e do período de serviço	244
Figura 10 - Ranhuras causadas por blocos na parte mais a montante.....	245
Figura 11 - Superfície do bloco de ancoragem e estrutura de aço, com fluxo constante de água nos períodos de normalidade.....	246
Figura 12 - Danos severos por amassamento nos tubos de aço a jusante, próximo ao bloco de ancoragem	247
Figura 13 - Perda de partes da estrutura de aço a jusante, causada por detritos que sobrepassaram a barreira	247
Figura 14 - Fluxograma do projeto de engenharia da barreira permeável	249
Figura 15 - Indicação aproximada da modalidade do movimento de massa pela declividade do leito do rio	250
Figura 16 - Espaçamento líquido entre os tubos de aço verticais da seção da parte permeável (trecho de escoamento).....	252
Figura 17 - Espaçamento líquido entre os tubos de aço verticais da seção da parte permeável (trecho de deposição).....	253
Figura 18 - Seção do vertedouro (comprimento da parte aberta = comprimento do vertedouro).....	254
Figura 19 - Seção do vertedouro estrutura reticulada também instalada na parte não transbordante (comprimento da parte aberta \neq comprimento do vertedouro).....	255
Figura 20 - Altura do vertedouro	255
Figura 21 - Sequência da definição da parte aberta da barreira quando a largura do vale for estreita (vista de jusante para montante): a) estabelecer	

largura do vertedouro conforme as recomendações para barreira impermeável (base do canal); b) estender a área aberta até o leito do canal com a mesma largura do vertedouro; c) ampliação lateral da área aberta para a largura do fluxo de detritos; d) arranjo final da estrutura reticulada.....	257
Figura 22 - Parte aberta da barreira permeável quando a largura do vale é ampla	259
Figura 23 - Altura da parte permeável	260
Figura 24 - Diferença entre os danos causados em tubos de aço com distintas espessuras.....	262
Figura 25 - Juntas flangeadas com e sem nervura	266
Figura 26 - Modelo de análise das juntas	267
Figura 27 - Posição da linha neutra em junta flangeada sem nervura.....	269
Figura 28 - Efeito alavanca que incide nos parafusos de ligação, na condição de flexão e força axial de tração	269
Figura 29 - Combinação de Cargas de projeto da barreira permeável nos períodos de fluxo de detritos.....	274
Figura 30 - Cargas de projeto da barreira permeável nos períodos de preenchimento total de sólidos.....	275
Figura 31 - Efeito da variação de temperatura	275
Figura 32 - Deformações provocadas pelo impacto do bloco de granito: (a) Tubo de aço recebendo o impacto, (b) deformação de afundamento plástico localizado, (c) deformação de deflexão do tubo de aço.	280
Figura 33 - Limites de danos nos elementos estruturais de aço	283
Figura 34 - Geometria deformada do tubo de aço após impacto do bloco de granito: (a) afundamento localizado δE , (b) formato elíptico da seção transversal do tubo.....	287
Figura 35 - Mecanismo de colapso plástico do elemento tubular de aço, com a formação de rótulas plásticas nas extremidades A e B e no centro do vão C, e rotações plásticas nas extremidades θ_{pa} e θ_{pc}	288
Figura 37 - Parte aberta da barreira: a) Parte transbordante, b) Parte não-transbordante	292
Figura 38 - Erosão a jusante do bloco de ancoragem	295
Figura 39 - Resistência ao cisalhamento de arrancamento e de compressão	296
Figura 40 - Tensões normais no concreto devidas às reações de apoio horizontal H e momento M.....	298
Figura 41 - Arrancamento e compressão horizontal no bloco de ancoragem a jusante dos tubos de aço.....	298
Figura 42 - Cargas de desvio para a parte permeável.....	302

6. PROJETO DE BARREIRA SABO PERMEÁVEL

6.1. Considerações sobre o projeto de barreira permeável

O projeto da estrutura da barreira permeável deve ser conduzido buscando garantir suas funções e a segurança estrutural durante a operação. As condições de segurança estrutural devem se basear no Método dos Estados Limites, de acordo com os critérios adotados nas normas brasileiras para o projeto de estruturas^{1,2 e 3}.

Considerando o movimento do material sólido dos talvegues e sua ação na estrutura, esta deve ser dimensionada de modo que um dano parcial não produza dano estrutural relevante, com prejuízos no funcionamento da barreira ou, ainda, reduzindo substancialmente a segurança e a vida útil da estrutura.

6.1.1. Identificação das partes da barreira permeável

As Figuras 1 e 2 apresentam, respectivamente, uma vista e cortes da barreira permeável, com a identificação de suas principais partes.

¹ ABNT NBR 8681:2003 Ações e segurança nas estruturas.

² ABNT NBR 8800:2024 Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios.

³ ABNT NBR 16239:2013 Projeto de estruturas de aço e de estruturas de aço e concreto de edificações com perfis tubulares.

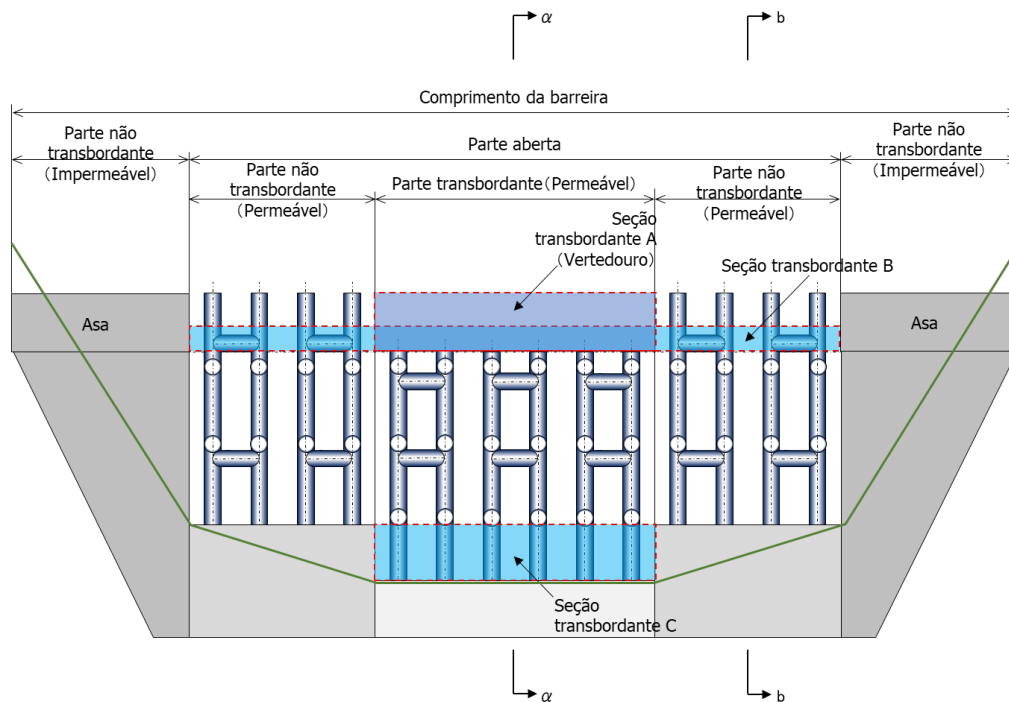


Figura 88 - Identificação das partes da barreira permeável: vista de jusante

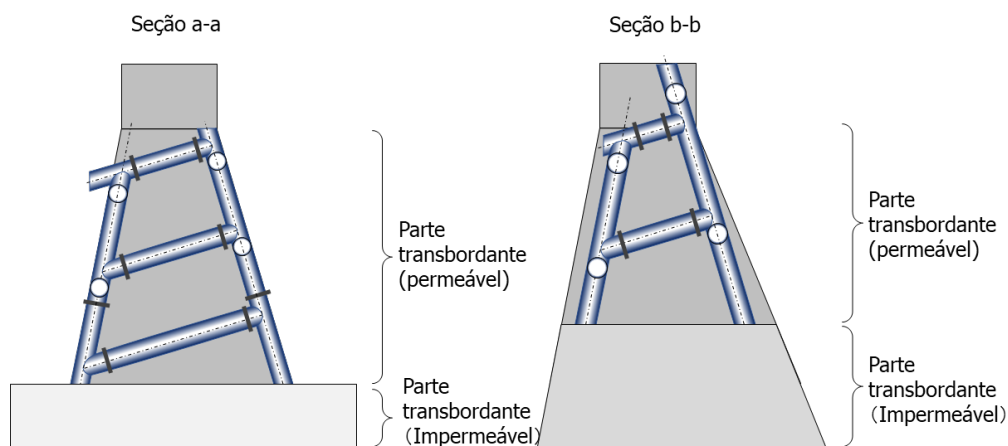


Figura 89 - Identificação das partes da barreira permeável: cortes da parte aberta

6.1.2. Aspectos a serem observados no projeto da barreira permeável

A parte permeável deste tipo de barreira é aberta desde o leito do canal até a soleira do vertedouro, sendo a sua estrutura reticulada formada por tubos de aço. Com o objetivo de regular e reter os sólidos carreados, deve-se dimensionar a estrutura de aço de forma a resistir às solicitações externas decorrentes de fluxo de detritos e de cheias. Adicionalmente, o dimensionamento da barreira deve considerar aspectos de acompanhamento técnico e manutenção da estrutura.

Apresentam-se a seguir itens relevantes, que merecem atenção para o projeto e manutenção da estrutura de aço reticulado como componente da barreira:

- 1 Quanto à corrosão dos elementos de aço, deve-se estimar a espessura de sacrifício considerando-se condição normal de corrosão. Porém, nos casos em que a água dos rios for muito ácida, o avanço da corrosão será mais rápido, sendo necessário adotar estudos especializados sobre a condição local de agressividade sobre as estruturas de aço, de modo a definir as medidas de proteção adequadas contra a corrosão. Nesse caso, deverá ser definida a metodologia e os materiais de proteção contra a corrosão da estrutura de aço, de modo a evitar o contato da água com os elementos de aço.
- 2 Quanto ao desgaste decorrente do escoamento de água junto com sedimentos e o oriundo da colisão de blocos, deve-se estabelecer uma espessura adicional dos elementos de aço, garantindo a segurança frente a alterações pontuais nas seções, decorrentes de ranhuras ou desgaste das peças.

A estrutura permeável deve ser dimensionada de forma que não haja destruição de seus componentes, quando, por exemplo, ocorrer a colisão de blocos gigantes. Adicionalmente, a estrutura deve ser dimensionada de modo que um dano parcial não produza redução crítica de sua segurança estrutural.

6.1.3. Ações sobre a estrutura de aço

As ações consideradas no cálculo de estabilidade e na análise e dimensionamento estrutural da barreira permeável estão listadas abaixo:

- Peso próprio
- Solicitação hidrodinâmica do fluxo de detritos
- Colisão de blocos e troncos carreados
- Poropressão
- Empuxo
- Variação de temperatura

(1) Peso próprio

Deve ser considerado o peso próprio da estrutura de aço da parte permeável da barreira. Considerando a situação em que não há blocos nem água preenchendo os vãos internos da parte permeável da barreira, o peso próprio se deve apenas à estrutura de aço e ao bloco de ancoragem em concreto. Caso se tenha a indicação de que os sólidos ficarão retidos nos vãos da estrutura, pode-se considerar o material retido como uma sobrecarga ao bloco de ancoragem.

(2) Solicitação hidrodinâmica do fluxo de detritos

O procedimento para considerar o efeito da solicitação hidrodinâmica do fluxo de detritos na estrutura é semelhante ao adotado para a barreira impermeável. Assume-se que a parte permeável da barreira esteja totalmente obstruída e que a solicitação hidrodinâmica do fluxo de detritos atue sobre a superfície de deposição. A altura dessa superfície é definida de modo a considerar a condição de empuxo máximo. Nesse caso, o peso próprio do fluxo de detritos acima da superfície de deposição passa a atuar como sobrecarga.

(3) Colisão dos blocos e dos troncos carreados

A carga de colisão dos blocos e dos troncos carreados deve ser considerada da mesma forma que para a barreira impermeável.

(4) Poropressão

A poropressão é obtida utilizando-se a equação a seguir. A altura da lâmina d'água para o cálculo da poropressão é definida pelo nível d'água da vazão de projeto.

$$u = \gamma_{ws} H_w$$

Onde:

u : poropressão (kN/m²)

γ_{ws} : peso específico da água que inclui o material sólido (a experiência empírica japonesa sugere empregar 12 kN/m³, aproximadamente)

Caso os sólidos em suspensão não sejam significativos, adota-se:

$$\gamma_w = 9,81 \text{ kN/m}^3$$

H_w : Altura da lâmina d'água (m).

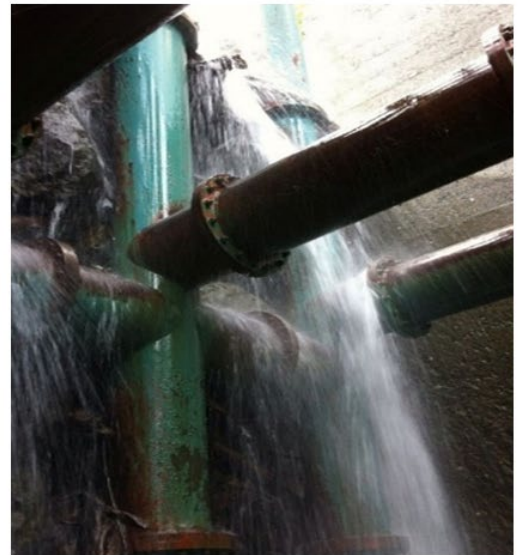
No cálculo de estabilidade da barreira permeável se considera a pressão promovida pelo material depositado atrás da barreira. Acima da superfície do material depositado, atuam as forças resultantes da hidrodinâmica do fluxo de detritos. A consideração da poropressão será diferente para a parte aberta (permeável) e a parte impermeável, conforme descrito a seguir.

Mesmo em situação de preenchimento da barreira permeável, ocorre fluxo pelos espaços vazios existentes entre blocos, passando livremente pela estrutura metálica. Por esse motivo, a linha freática abaixa, fazendo com que a poropressão exercida nas partes de aço que compõem o trecho aberto da barreira seja irrelevante.

No entanto, quando a parte não transbordante da parte impermeável da barreira estiver preenchida de material sólido, a linha freática se manterá alta, sendo, portanto, necessário considerar a poropressão no cálculo de estabilidade, tal como é feito no caso das barreiras impermeáveis (Figuras 3 e 4).



(a)



(b)

Figura 90- (a) Próxima ao bloco de ancoragem da parte permeável; (b) Próximo à soleira do vertedouro da parte permeável

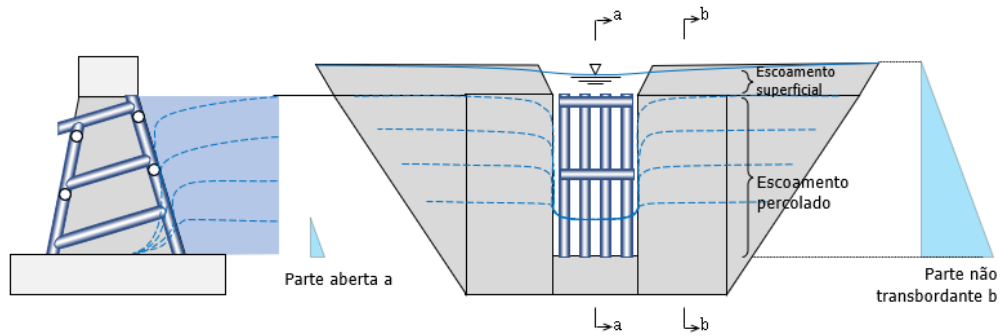


Figura 91 - Pressões hidrostáticas atuantes na barreira permeável

(5) Empuxo

Os empuxos sobre a estrutura dependem das tensões efetivas causadas pela deposição dos sedimentos, calculadas conforme nas equações a seguir:

$$\sigma'_v = \gamma' h_e$$

$$\sigma'_h = K_a \sigma'_v$$

Onde:

σ'_v : tensão vertical efetiva (kN/m²)

σ'_h : tensão horizontal efetiva (kN/m²)

h_e : altura de sedimentos acumulados (m)

K_a : coeficiente de empuxo do material depositado

γ' : peso específico submerso do material depositado (kN/m³).

Quando se considera o nível d'água coincidente ou acima da superfície de deposição, deve-se adotar o peso específico submerso: $\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$ (kN/m³); caso o nível d'água esteja abaixo da superfície de deposição, deve-se utilizar o peso específico natural γ_{nat} entre o nível da água e a superfície de deposição e γ' abaixo do nível d'água.

γ_w : peso específico da água (9,81kN/m³)

(6) Variação de temperatura

No caso de estrutura estaticamente indeterminada, tal como a estrutura de aço da barreira permeável, a variação de temperatura deve seguir a

recomendação da norma ABNT NBR 8800:2024, sessão 4.8.3: 60% da diferença entre médias máxima e mínima na região, com valor mínimo de 10°C.

No município de Teresópolis (RJ), por exemplo, segundo dados de 30 anos de medições (fonte Climatempo), tem-se médias mínima de 14 °C e máxima de 29 °C e, portanto, $(29 - 14) \times 0,6 = 9$ °C. Nesse caso, deve-se adotar 10 °C como a variação de temperatura para projeto de estrutura.

6.1.4. Dimensionamento estrutural

O dimensionamento das estruturas de aço deve seguir as prescrições das normas brasileiras ABNT NBR 8800:2024, Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios, e NBR 16239:2013, Projeto de estruturas de aço e de estruturas de aço e concreto de edificações com perfis tubulares.

Os coeficientes de ponderação das ações permanentes e variáveis, respectivamente γ_g e γ_q , os fatores de ponderação das ações variáveis ψ_0 e os coeficientes de ponderação da resistência γ_{a1} e γ_{a2} seguem as prescrições dessas normas.

6.1.5. Aço estrutural, conectores e solda

Deverá ser usado aço de padrão estrutural que atenda às prescrições da norma ABNT NBR 8800:2024, conforme transcrito a seguir:

Os aços para uso conforme esta Norma para perfis, barras e chapas são aqueles com qualificação estrutural assegurada por normas técnicas, desde que possuam resistência nominal ao escoamento mínima de 450 MPa e relação entre tensões nominais à ruptura (f_u) e ao escoamento (f_y) não inferior a 1,15. No entanto, quando se trata de valores efetivamente medidos pelas usinas siderúrgicas, exige-se:

- a) a relação entre as resistências à ruptura e ao escoamento não pode ser inferior a 1,10;

b) a relação entre as deformações específicas correspondentes às resistências à ruptura (ϵ_u) e ao escoamento (ϵ_y) não pode ser inferior a 15;

c) a deformação máxima na ruptura (ϵ_r) não pode ser inferior a 15%, considerando-se a base de medida de 200 mm.

Permite-se ainda o uso de outros aços estruturais, desde que atendam aos requisitos da ABNT NBR 8800:2024 e que o responsável pelo projeto analise as diferenças entre as especificações desses aços e daqueles mencionados na mencionada norma e, principalmente, as diferenças entre os métodos de amostragem usados na determinação de suas propriedades mecânicas.

Para aços que não se enquadrem nas normas técnicas ABNT ou norma ou especificação estrangeira reconhecida internacionalmente, será necessária a qualificação completa por meio de ensaios de laboratório.

Parafusos de alta resistência padrão estrutural ASTM A325 ou A490 devem ser adotados, conforme prescrições da NBR 8800:2024. As soldas devem, igualmente, seguir as prescrições da norma NBR 8800:2024.

Para os casos de soldagem no local da obra, uma vez que, no caso das Barreiras SABO, deverá ser localizado em áreas montanhosas e de difícil acesso, é necessária atenção especial para as condições do canteiro de obras e os requisitos para a execução e controle de qualidade da solda.

Deve ser considerada a qualificação da mão de obra e a necessidade de inspeção das soldas executadas, seja na fábrica, seja no campo, além da possibilidade de realização de testes de integridade e qualidade da solda executada, quando for julgado necessário pela fiscalização do processo de soldagem. Essa recomendação se aplica a todo tipo de solda, seja de filete ou de penetração, conforme ilustrado na Figura 5.

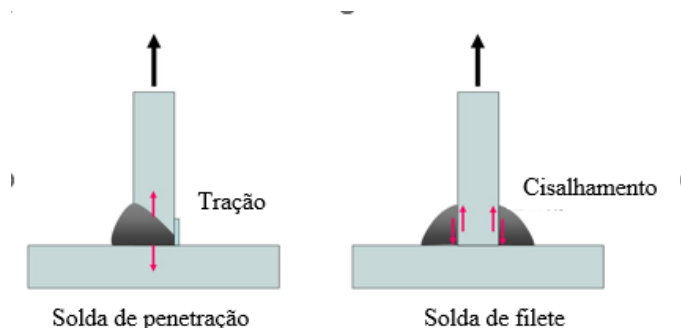


Figura 92- Tipos de solda: de penetração e de filete

6.1.6. Espessura de corrosão

As recomendações apresentadas neste item têm como objetivo garantir a durabilidade e a integridade estrutural dos elementos de aço que compõem a parte permeável da Barreira SABO. A consideração de espessuras adicionais para corrosão, abrasão e impactos de blocos é fundamental para preservar a capacidade resistente da estrutura ao longo de sua vida útil, reduzindo a necessidade de intervenções corretivas e garantindo o adequado funcionamento da barreira durante eventos de fluxo de detritos.

(1) Espessura de corrosão

A corrosão reduz a espessura da seção útil das peças de aço. De forma a garantir a durabilidade da barreira permeável, no projeto deve-se definir a espessura de corrosão e considerá-la no dimensionamento das seções.

A camada de corrosão deve ser admitida em 0,5mm de cada lado, exceto para os rios ácidos, para os quais é necessário estudo específico do efeito da corrosão na perda de volume de aço. Em linhas gerais, é recomendável evitar a instalação de estruturas de barreiras permeáveis em rios ácidos.

Nas faces internas dos tubos de aço que são vedados e, portanto, sem contato com o oxigênio, pode-se desconsiderar o avanço da corrosão.

Em condições normais, mesmo em instalações com mais de 20 anos, na maioria dos casos acompanhados e segundo a experiência japonesa, tem-se ainda a pintura preservada, apresentando apenas corrosão superficial, sendo que o avanço da corrosão é inferior a 0,1mm. Estudos sobre a vida útil dessas estruturas são analisados com base em velocidade de corrosão por ano, conforme a corrosão ambiental / espessura de corrosão de projeto.

Ainda com base na experiência japonesa em Barreiras SABO, se a espessura de corrosão for considerada 0,5mm, pode-se garantir uma vida útil de 50 a 80 anos, correspondendo à vida útil das estruturas convencionais de engenharia civil. Tendo como premissa que a estrutura (i) esteja localizada em ambiente isento de agentes agressivos que aceleram o processo de corrosão e (ii) não é localizada em rios ácidos, pode-se definir a espessura de corrosão de 0,5mm de cada lado. (Fig. 133)

Medições prévias do pH da água escoada e do valor de resistência relativa do terreno permitirão verificar se a estrutura está ou não em área propensa à corrosão severa.

Note-se que no solo há bactérias que promovem o avanço da corrosão, efeito normalmente desconsiderado. Vale destacar que em rios ácidos, com pH

de 4 ou menor, em terreno de fundação argiloso, com valor relativo de resistência elétrica do solo menor que 20 mΩ, deve-se considerar medidas adicionais de proteção contra a corrosão da estrutura de aço, com auxílio de especialistas em corrosão (Engenharia de Materiais).

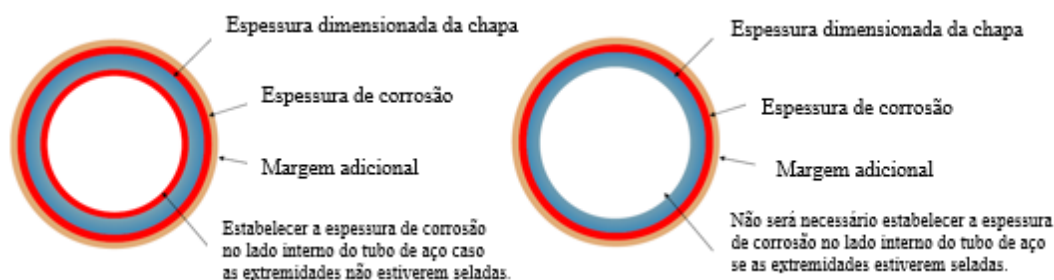


Figura 93 - Espessura de corrosão e margem adicional de espessura dos tubos de aço

No Japão, normalmente, a experiência com manutenção indica que em estruturas permeáveis enferrujadas, a pintura descasca devido ao processo corrosivo. No entanto, é muito raro que esta corrosão se desenvolva na parte interna dos tubos de aço, não se observando, a olho nu, redução aparente da espessura da chapa.

Para medir o avanço da corrosão pode-se adotar equipamento de medição da espessura de chapa, mas, para um julgamento mais simplificado, pode-se considerar que a corrosão não avançou significativamente se, em regiões vizinhas, ainda restar a tinta da pintura. Note-se que, após a retenção de um fluxo de detritos, parte da estrutura fica soterrada e não é possível fazer a verificação visual.

As figuras 7 e 8 apresentam casos de tubos de aço com corrosão.



Figura 94 - Tubo de aço corroído, sem pintura

Fonte: SABO & LANDSLIDE TECHNICAL CENTER (2021) : New Edition, Design Handbook for Steel SABO Structures, Steel SABO Structures Committee



Figura 95 - Barreira Slit No.1, Talvegue 1, Rio Usu (obra concluída em 1979)

Fonte: SABO & LANDSLIDE TECHNICAL CENTER (2021) : New Edition, Design Handbook for Steel SABO Structures, Steel SABO Structures Committee

A Figura 9 apresenta um exemplo da relação entre o desempenho da capacidade de carga e o período de serviço do aço em uma amostra exposta. O aço pintado, depois de perder a camada superior e a camada inferior da tinta, segue deteriorando na mesma velocidade do material sem pintura. Essa ilustração indica a diferença entre o grau de avanço da corrosão das amostras pintadas e não pintadas.

O efeito da pintura de proteção contra a corrosão apresenta vantagens, em especial em ambientes com agressividade severa, podendo ser confirmada a expectativa de (i) redução da manutenção por efeito da corrosão e (ii) da preservação do desempenho estrutural e da capacidade de carga por um período mais longo de vida útil, se comparado ao caso de estruturas sem proteção com pintura anticorrosão.

Além disso, caso a estrutura apresente pintura preservada, apenas por inspeção visual é possível confirmar que não há redução de espessura. Conclui-se que, do ponto de vista da facilidade de manutenção e gestão da estrutura, a proteção com pintura tem importância relevante.

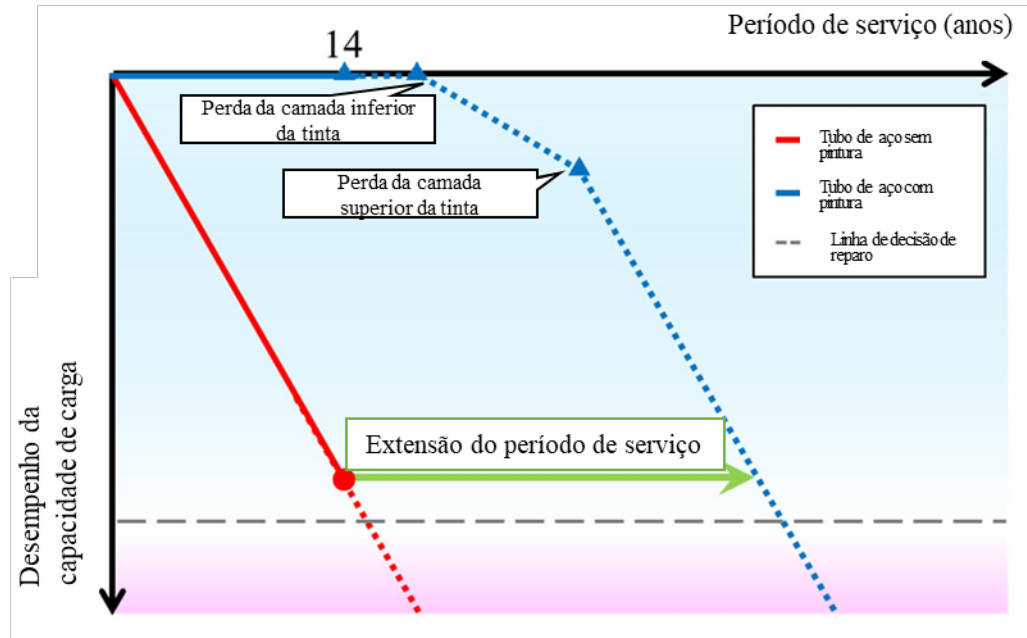


Figura 96 - Relação da capacidade de carga e do período de serviço

6.1.7. Margem adicional de espessura do aço devido ao desgaste provocado pelo material carregado pela água e impacto dos detritos

Além da espessura adicional de corrosão, já mencionada, deve-se adicionar uma espessura para suportar abrasão e impactos. O impacto de blocos de rocha durante fluxos de detritos tende a amassar os tubos. A Figura 10 apresenta uma ranhura decorrente de colisão de um bloco contra um tubo de aço. Normalmente, a colisão do bloco rochoso provoca o amassamento do tubo, mas nesse caso, como a chapa do tubo de aço era espessa (22 mm), o tubo não amassou com o impacto. Quando a espessura da chapa das peças de aço posicionadas mais a montante for suficientemente grossa, não ocorrerá a deformação por amassamento e o formato do tubo é mantido, não havendo redução na capacidade de carga. Além disso, os sedimentos carregados pelo fluxo de água em condições de normalidade também podem provocar abrasão na superfície dos tubos. Portanto, considerando-se possíveis alterações da seção dos tubos decorrente da abrasão e colisões, deve-se garantir uma espessura adicional para as chapas.



Figura 97 - Ranhuras causadas por blocos na parte mais a montante

Fonte: SABO & LANDSLIDE TECHNICAL CENTER (2021) : New Edition, Design Handbook for Steel SABO Structures, Steel SABO Structures Committee

Para danos localizados causados por abrasão causada pela água com partículas em suspensão e impactos com blocos:

(1) Paramento de montante: todos os tubos de aço no paramento de montante, que recebe o impacto direto do fluxo de detritos, devem ter uma margem adicional de espessura igual a 3,5 mm.

(2) Os tubos de aço engastados no bloco de ancoragem, expostos à água que escoar em condições de normalidade, também devem ter uma margem adicional de espessura de 3,5 mm.

(3) Tubos de aço horizontais e sub-horizontais sujeitos à colisão de blocos que passem por cima do topo da estrutura: espessura adicional de 1,5 a 3,5 mm.

(4) Juntas flangeadas: A margem adicional das juntas deve ser de 1,0 mm no lado da colisão dos blocos.

A Figura 11 apresenta a base de tubo de aço, indicando o desgaste junto ao bloco de ancoragem, promovido pelo escoamento da água em condições de normalidade.

No caso da barreira permeável apresentada na Figura 11, a espessura da chapa destes tubos de aço foi projetada em 22 mm ($D/t < 40$, margem adicional adotada de 3,5mm). Essa barreira tem 10 anos de construída, a redução de perfil causada pelo desgaste ao longo do comprimento do tubo como um todo foi insignificante, chegando a menos de 0,1 mm. Isso se deve ao fato de o próprio material aço ser resistente ao desgaste, somado ao formato circular do perfil, permitindo que o material fino contorne suavemente a superfície dos tubos de aço, dificultando o desgaste.



Figura 98 - Superfície do bloco de ancoragem e estrutura de aço, com fluxo constante de água nos períodos de normalidade

Fonte: SABO & LANDSLIDE TECHNICAL CENTER (2021) : New Edition, Design Handbook for Steel SABO Structures, Steel SABO Structures Committee

A Figura 12 é um exemplo de tubo de aço deformado nas proximidades do bloco de ancoragem, pela colisão de blocos. No exemplo apresentado, os tubos de aço foram projetados com a espessura de chapa de 12,7mm ($D/t < 80$, margem adicional adotada de 1,5mm) e os danos apresentados na Figura 12 indicam que, próximo do bloco de ancoragem (i) a influência da abrasão junto ao bloco é pequena, mas, (ii) para a colisão do bloco, a espessura adicional de 1,5mm não foi suficiente.



Figura 99 - Danos severos por amassamento nos tubos de aço a jusante, próximo ao bloco de ancoragem

Fonte: SABO & LANDSLIDE TECHNICAL CENTER (2021) : New Edition, Design Handbook for Steel SABO Structures, Steel SABO Structures Committee

A Figura 13 apresenta um caso de destruição parcial da estrutura de aço a jusante, causado por impactos de blocos que caíram depois de passarem sobre o topo da barreira, após o preenchimento do paramento de montante com sedimentos retidos durante um fluxo de detritos.

Mesmo que os blocos que colidem sejam pequenos, o acúmulo de deformações provoca danos e perdas nos elementos estruturais, podendo fazer com que a estrutura perca suas propriedades originais de projeto.



Figura 100 - Perda de partes da estrutura de aço a jusante, causada por detritos que sobrepassaram a barreira

Fonte: SABO & LANDSLIDE TECHNICAL CENTER (2021): New Edition, Design Handbook for Steel SABO Structures, Steel SABO Structures Committee

A Tabela 1 apresenta o resumo das indicações para margem adicional de espessura de chapas de aço.

Tabela 23 - Espessura de corrosão e margem adicional de espessura para os elementos da estrutura de aço devido ao desgaste provocado pelo material carregado e impacto dos detritos

Peça	Espessura adicional para corrosão (mm)	Espessura adicional para colisão e abrasão (mm)
Tubos a montante	0,5	3,5
Partes próximas ao bloco de ancoragem		3,5
Partes sujeitas a impacto de blocos em queda que passaram sobre a barreira.		3,5
Juntas de ligação flangeadas		1,0

6.2. Projeto de engenharia da barreira permeável

6.2.1. Etapas da elaboração do projeto de engenharia da barreira permeável

No projeto de engenharia da barreira permeável é necessário definir a geometria e as dimensões das partes da barreira, a fim de garantir a capacidade de retenção de material sólido na parte permeável e o desempenho estrutural dos tubos de aço reticulados. Para isso, deve-se adotar metodologia racional em cada etapa da elaboração, seguindo uma ordenação adequada.

A Figura 14 apresenta as etapas da elaboração do projeto de engenharia da barreira permeável.

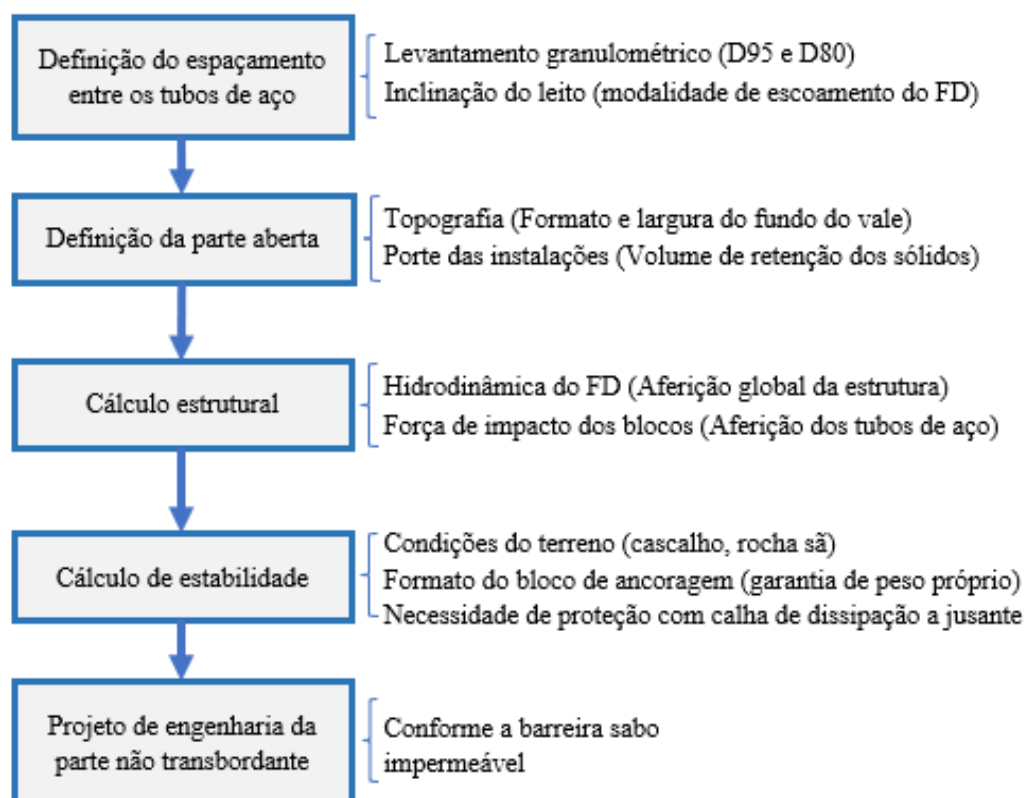


Figura 101 - Fluxograma do projeto de engenharia da barreira permeável

Fonte: Elaborada pelo Projeto SABO

6.2.2. Espaçamento entre os tubos de aço

6.2.2.1. Granulometria utilizada para definir a capacidade de retenção do fluxo de detritos

O espaçamento entre os tubos de aço da barreira permeável deve levar em conta a modalidade de escoamento dos sólidos, a topografia, a granulometria do material que deve ser retido para a segurança da área a jusante, a localização do alvo de proteção, a situação das instalações a jusante, entre outros aspectos, seguindo as diretrizes abaixo.

A definição adequada do espaçamento entre os tubos de aço da barreira garante a retenção do fluxo de detritos e, nos períodos de normalidade, o escoamento dos sedimentos em suspensão para jusante.

Para que a barreira exerça o efeito de retenção do fluxo de detritos, faz-se necessário definir um espaçamento adequado entre os tubos de aço. Esse espaçamento é definido em função da dimensão dos blocos que comporão a parte frontal do fluxo de detritos. O espaçamento adequado dos tubos de aço garante,

pelo efeito de arco, a retenção destes blocos. Assim, quando a parte permeável se apresentar bloqueada, a função da barreira permeável passa para uma condição similar à barreira impermeável, retendo também pequenos blocos e sedimentos da cauda do fluxo de detritos. No dimensionamento da seção da parte permeável, especial atenção deve ser dada à modalidade de vazão do fluxo de detritos (Figura 15), à granulometria dos blocos que formam a cabeça do fluxo (D_{80}), ao comprimento dos troncos carregados, às condições do escoamento e às condições do posicionamento das instalações existentes dentro da bacia, entre outros fatores julgados relevantes. A Tabela 2 indica o espaçamento entre as peças de aço de acordo com a inclinação do leito do canal onde a barreira está localizada.

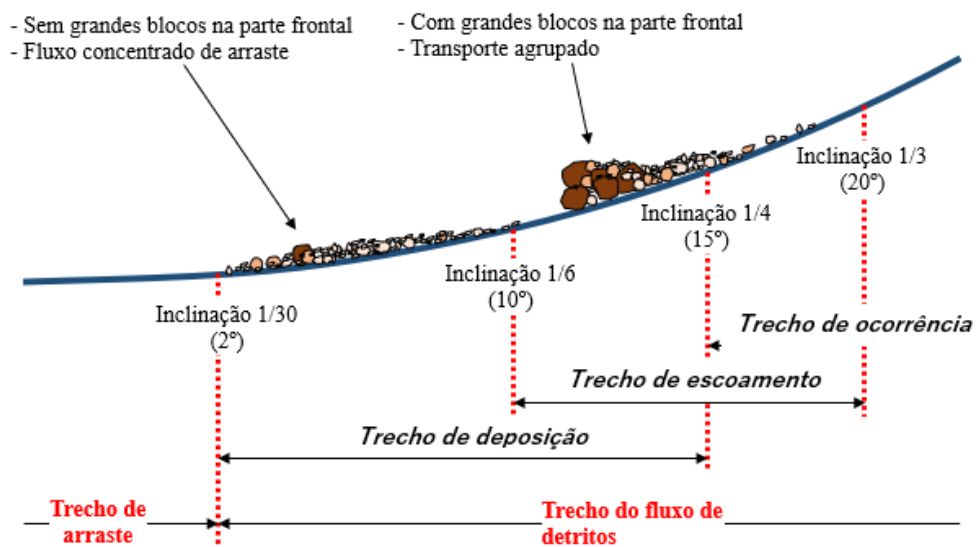


Figura 102 - Indicação aproximada da modalidade do movimento de massa pela declividade do leito do rio

Fonte : SABO & LANDSLIDE TECHNICAL CENTER (2021) : New Edition, Design Handbook for Steel SABO Structures, Steel SABO Structures Committee

Tabela 24 - Granulometria utilizada para garantir que a barreira permeável exerça o efeito de reter o fluxo de detritos

Inclinação do leito do canal (I)	Modalidade do movimento	Espaçamento entre as peças de aço
$1/6 (10^\circ) \leq I < 1/3 (20^\circ)$	Transporte	Menor que 2 vezes D_{80}
$1/30 (2^\circ) \leq I < 1/6 (10^\circ)$	Deposição	Menor que D_{80}

Fonte: Elaborada pelo Projeto SABO

6.2.2.2. Definição do espaçamento dos tubos no trecho de transporte do fluxo de detritos

No trecho de transporte do fluxo de detritos (quando a declividade do canal está entre 20° e 10°), forma-se a cabeça detrítica, na qual há concentração de blocos rochosos de grandes dimensões. Quando do encontro com a barreira permeável, ocorre o efeito arco entre esses blocos, garantindo a retenção. Em sequência, a parte permeável passa a reter também os fragmentos menores que compõem o corpo do fluxo, sendo nesse processo que ocorre a retenção de grande volume de material.

Em barreiras posicionadas no trecho de transporte, utilizam-se principalmente tubos verticais na parte permeável, com tubos horizontais para fins de rigidez e contraventamento (Figura 16).

Por isso, ao se definir o espaçamento entre as peças, visando reter o fluxo de detritos, adota-se a distância entre tubos igual a $2D_{80}$ Figura (16). Para que essa função de retenção seja exercida, a condição é que a parte frontal do fluxo de detritos contenha um grupo de blocos de grandes dimensões, incluindo grande volume de D_{80} , e atinja a parte permeável.

Quando se posicionam barreiras permeáveis sequencialmente, a cauda do fluxo de detritos da primeira onda e as demais ondas transbordam pela parte do vertedouro após o preenchimento dos sólidos na barreira mais a montante. Portanto, utiliza-se espaçamento entre os tubos de aço da barreira permeável mais a montante igual a $2D_{80}$. A barreira mais a jusante deve ter espaçamento igual a D_{80} . Se houver barreiras intermediárias, utilizam-se espaçamentos intermediários.

Quando há a presença de grande volume de troncos carregados, esses troncos antecedem os blocos no bloqueio da parte permeável. Por isso, se for estabelecido o espaçamento das peças verticais em $\frac{1}{2}$ do comprimento dos troncos, é possível reter também o material de granulometria menor. Como referência, são considerados casos de grande volume de troncos carregados quando esses compõem mais de 4% do volume de material escoado. Portanto, nos casos em que o objetivo principal seja reter os troncos carregados, pode-se ampliar o espaçamento em 4 vezes o D_{80} , pois os troncos atingem a barreira antes dos blocos.

6.2.2.3. Definição do espaçamento dos tubos no trecho de deposição do fluxo de detritos

No trecho em que o fluxo de detritos passa do regime de transporte para o de deposição, demonstrado na Figura 15, os sólidos começam a sofrer o processo de sedimentação, a começar pelos maiores blocos. Com isso, a cabeça do fluxo de detritos pode se desfazer antes do final do movimento. Em locais de ampliação da largura do canal, como na saída de vales, o processo de deposição dos blocos da parte frontal é exacerbado.

No trecho deposicional, por não haver mais cabeça no fluxo de detritos, o espaçamento dos tubos deve ser inferior ao D_{80} para que a parte permeável seja gradativamente bloqueada.

Como a dimensão dos blocos diminui no trecho de deposição, em barreiras posicionadas neste trecho, é necessário posicionar peças horizontais para retenção dos blocos menores. O espaçamento entre os tubos horizontais é igual a D_{80} e, entre os tubos verticais, é igual a $4D_{80}$ (Figura 17).

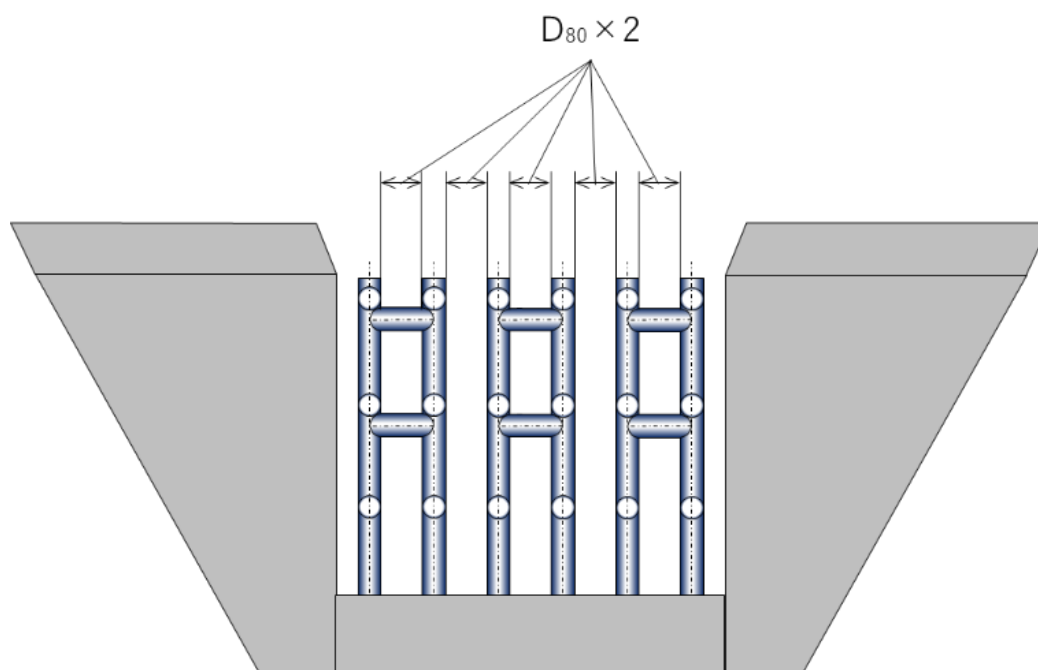


Figura 103 - Espaçamento líquido entre os tubos de aço verticais da seção da parte permeável (trecho de escoamento)

Fonte: Elaborada pelo Projeto SABO

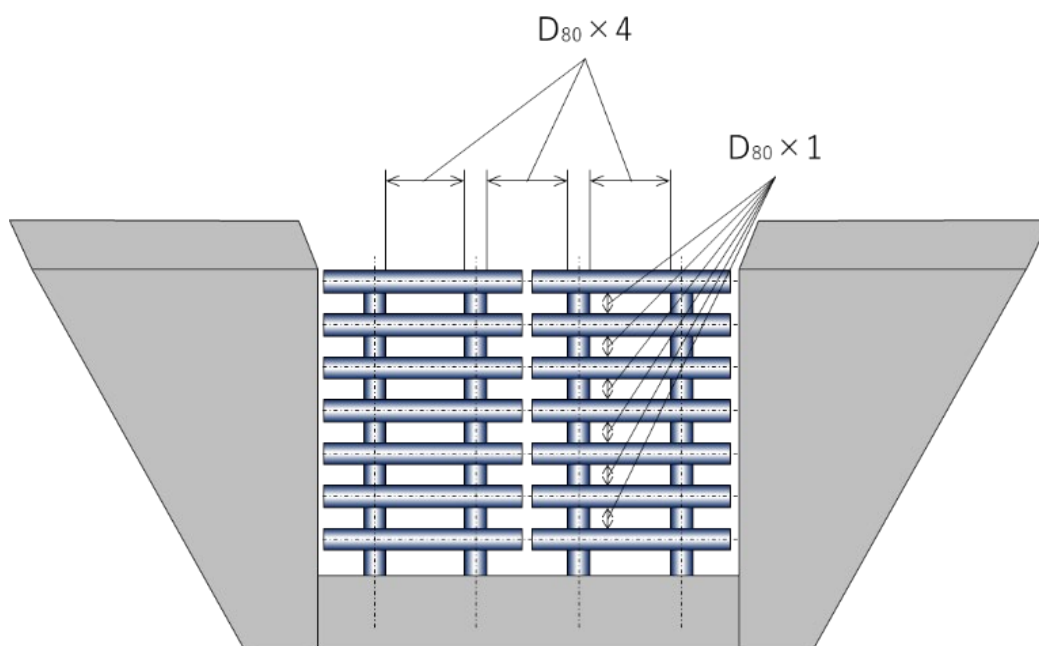


Figura 104- Espaçamento líquido entre os tubos de aço verticais da seção da parte permeável (trecho de deposição)

Fonte: Elaborada pelo Projeto SABO

6.2.3. Definição do vertedouro

O vertedouro deve ser dimensionado de forma a possibilitar o escoamento da vazão prevista em projeto de maneira segura, mesmo após o bloqueio da parte aberta. Para isso, é necessário levar em consideração a topografia, as condições das margens e a direção do escoamento do curso d'água tanto a montante quanto a jusante da barreira.

6.2.3.1. Largura da base do vertedouro

A barreira permeável não retém blocos quando de cheias pequenas e médias. Por esta razão, até a ocorrência do fluxo de detritos, não haverá preenchimento de sólidos.

Assim, durante os períodos de normalidade, a água passa sobre o bloco de ancoragem na projeção do vertedouro (Figura 18, seção transbordante C = seção transbordante A).

6.2.3.2. Altura do vertedouro

A altura do vertedouro deve ser definida considerando a lâmina d'água de projeto. Na definição da altura deve-se adotar o maior valor entre:

- altura de escoamento do fluxo de detritos calculada pela vazão de projeto (cálculo feito utilizando a inclinação de deposição de projeto); e
- D_{95} dos blocos.

Na parte não transbordante da barreira permeável não se considera borda livre pois, enquanto não ocorre o preenchimento total de sólidos, a água escoava através da parte aberta, não havendo transbordamento pelo vertedouro. Nos casos em que a estrutura reticulada também é instalada na parte não transbordante, ocorre escoamento de água por essa porção mesmo após o preenchimento total por sólidos (Figura 19, seção transbordante B).

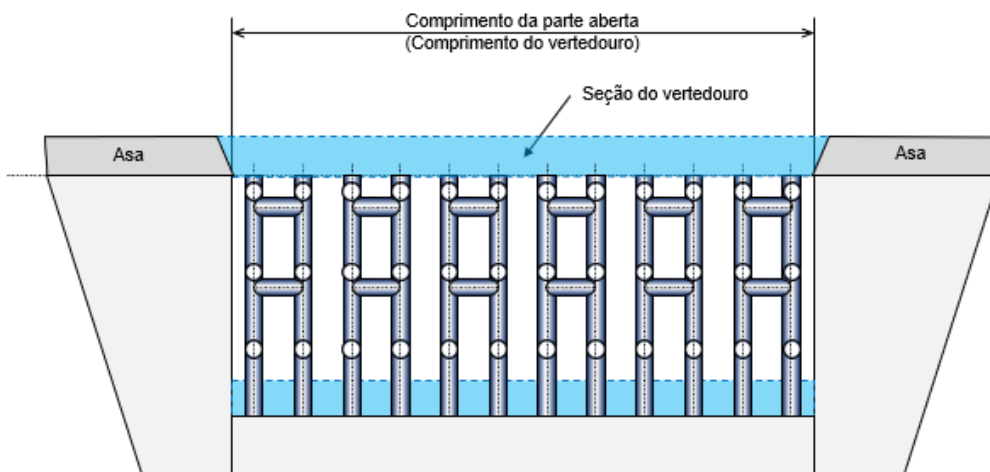


Figura 105 - Seção do vertedouro (comprimento da parte aberta = comprimento do vertedouro)

Fonte: Elaborada pelo Projeto SABO

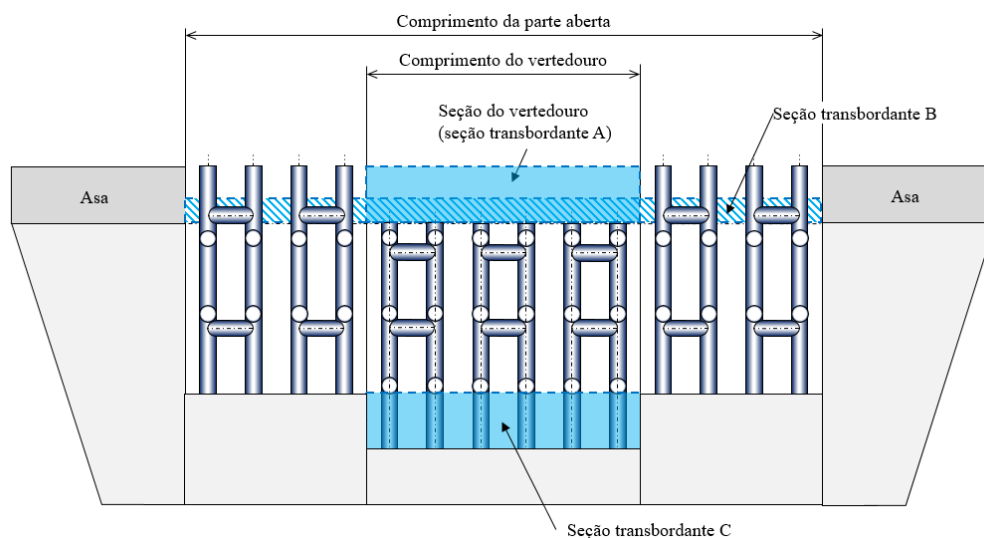


Figura 106 - Seção do vertedouro estrutura reticulada também instalada na parte não transbordante (comprimento da parte aberta \neq comprimento do vertedouro)

Fonte: Elaborada pelo Projeto SABO

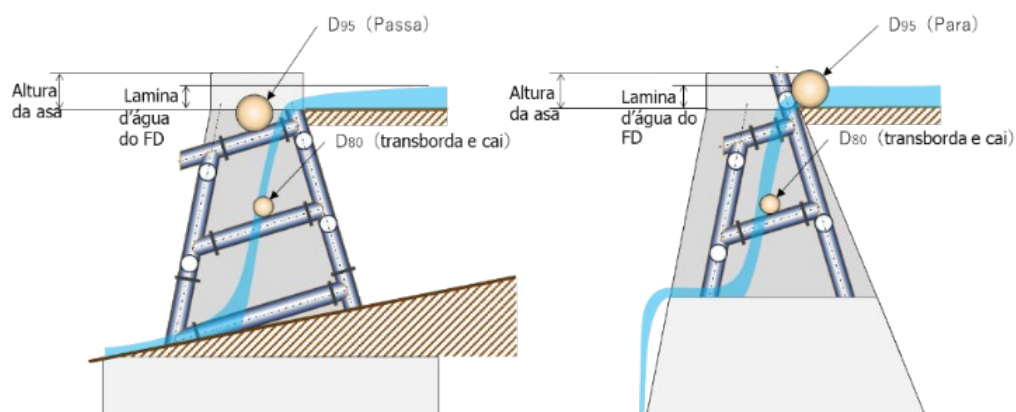


Figura 107 - Altura do vertedouro

Fonte: Elaborada pelo Projeto SABO

6.2.3.3. Lateral do vertedouro

Nos casos em que o comprimento da parte aberta for igual ao comprimento do vertedouro, a inclinação da lateral do vertedouro deve ser 1V:0,5H, tal como adotada nas barreiras impermeáveis (Figura 18).

6.2.4. Definição da parte aberta

A parte aberta da barreira é constituída pela parte permeável, onde é posicionada a estrutura metálica reticulada, e pelo bloco de ancoragem de concreto. Em períodos de normalidade, o vertedouro da barreira é a parte aberta que deve ser estabelecida de forma a possibilitar o escoamento das condições de normalidade.

O formato da parte aberta deve ser definido conforme abaixo (Figura 21):

- (1) O comprimento da parte aberta deve ser amplo o suficiente, considerando a largura do fluxo de detritos (largura do canal).
- (2) A altura da parte aberta deve ser definida conforme a lâmina d'água quando do fluxo de detritos e das cheias, considerando o volume de retenção de projeto.
- (3) A altura do bloco de ancoragem deve ser a menor possível, a fim de evitar erosões a jusante da barreira.

6.2.4.1. Definição da parte aberta quando o canal for estreito

A Figura 21 apresenta a sequência a ser considerada na definição da parte aberta da barreira, nos casos em que a largura do vale é estreita. O comprimento da parte aberta da barreira permeável deve ser a maior possível, tendo aproximadamente a largura do talvegue pelo qual se prevê o escoamento do fluxo de detritos (Figuras 21a e b), levando em consideração a largura do vale no trecho onde a barreira será instalada.

Em vales estreitos, ampliar a largura da parte aberta exigiria escavar as margens das encostas. Portanto, o ideal é que a parte aberta seja estreita embaixo (para escoar a água em períodos de normalidade) e mais larga em cima (para atender à vazão de pico do fluxo de detritos), conforme Figura 21c. No trecho central, os tubos são mais baixos para fazer o papel de um vertedouro. No restante da parte aberta, os tubos devem ter a mesma altura da parte impermeável, pois não deve ocorrer transbordamento nessa região durante o fluxo de detritos (Figura 21d). Dessa forma, será desnecessário adotar medidas especiais para o extravasamento.

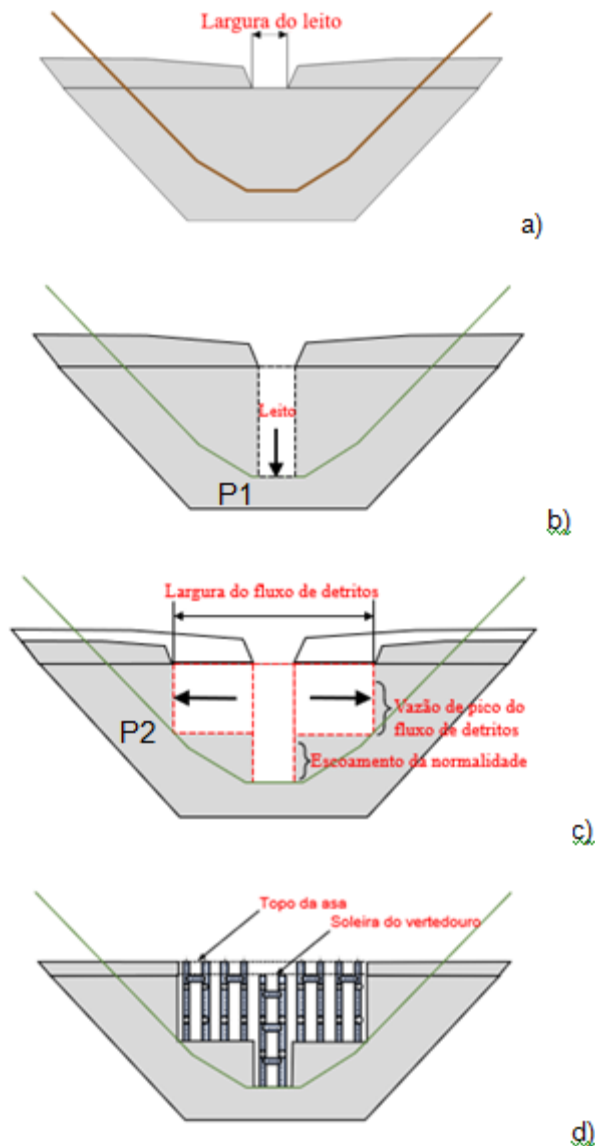


Figura 108 - Sequência da definição da parte aberta da barreira quando a largura do vale for estreita (vista de jusante para montante): a) estabelecer largura do vertedouro conforme as recomendações para barreira impermeável (base do canal); b) estender a área aberta até o leito do canal com a mesma largura do vertedouro; c) ampliação lateral da área aberta para a largura do fluxo de detritos; d) arranjo final da estrutura reticulada

Fonte: Elaborada pelo Projeto SABO

A seguir apresenta-se o procedimento que deve ser adotado para definição da parte aberta quando a largura do vale for estreita.

1) Definir o formato da parte frontal seguindo as mesmas orientações para a barreira impermeável, com um embutimento mínimo de 2 m abaixo do leito do canal (Figura 21a);

2) Estabelecida a largura do vertedouro da mesma forma que na modalidade de barreira impermeável, a parte aberta deve se estender

verticalmente até o leito do canal para que assim seja possível escoar a vazão dos períodos de normalidade - Ponto P1 (Figura 21b);

3) A largura da parte aberta deve ser maior que a largura do vertedouro, com sua base coincidindo com o nível do terreno (leito) nos lados externos - Ponto P2. O embutimento neste trecho deve ficar entre 1,5 e 2 m;

4) O topo da estrutura reticulada em aço da parte transbordante é ajustado à soleira do vertedouro, já o topo da parte não transbordante é ajustado à crista das asas.

Vale destacar que, caso seja adotada a solução composta para a parte permeável, deve-se analisar os impactos a jusante da barreira decorrentes do extravasamento da parte aberta após a retenção de um fluxo de detritos. Se houver possibilidade de erosões a jusante, deve-se analisar soluções tais como a proteção do canal, revestimento das margens e a instalação de calha de dissipação

6.2.4.2. Definição da parte aberta quando o canal for largo

Quando o canal é largo, se a parte aberta da barreira for definida de acordo com a largura prevista para o fluxo de detritos, poderia ocorrer que a cabeça do fluxo de detritos atingisse diretamente a parte em concreto. Por essa razão, deve-se ampliar a parte permeável e, conservativamente, defini-la conforme a largura estendida do talvegue na qual existe possibilidade de ocorrer o escoamento do fluxo de detritos (Figura 22).

Deve-se evitar a implantação de barreiras em trechos curvos. Entretanto, caso a instalação nessa condição seja inevitável, a ampliação da parte permeável deve ser realizada exclusivamente no lado externo da curva, uma vez que a parte aberta localizada no lado interno pode não receber diretamente a frente do fluxo de detritos, não se verificando, nesse trecho, o bloqueio pelos blocos de maior diâmetro. Considerando que o espaçamento entre os tubos de aço é definido em função da dimensão dos blocos da cabeça do fluxo, essa condição pode permitir que, após o impacto da cabeça do fluxo no lado externo da curva, os blocos menores da cauda transponham em sequência o trecho interno não bloqueado. Nessas circunstâncias, a barreira pode não reter integralmente os blocos na sua parte permeável.

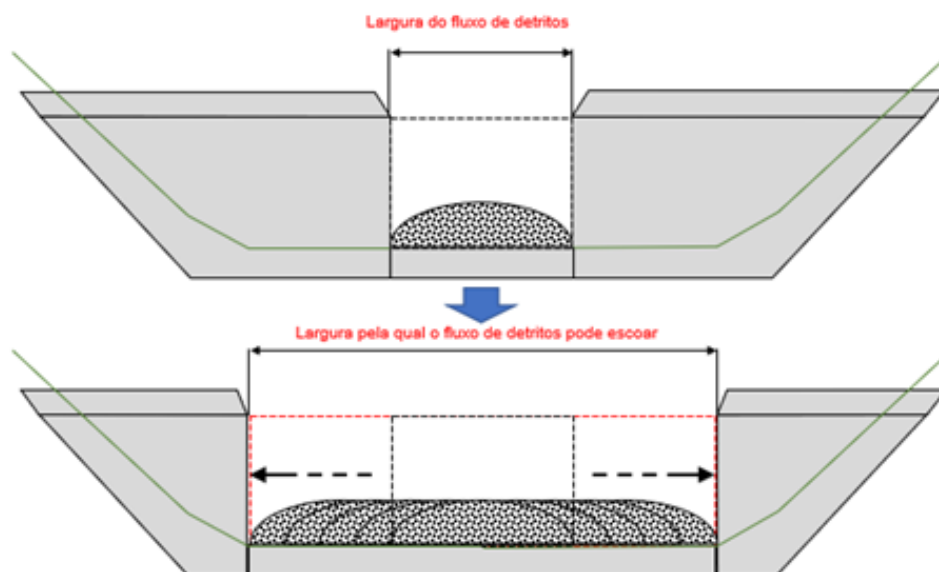


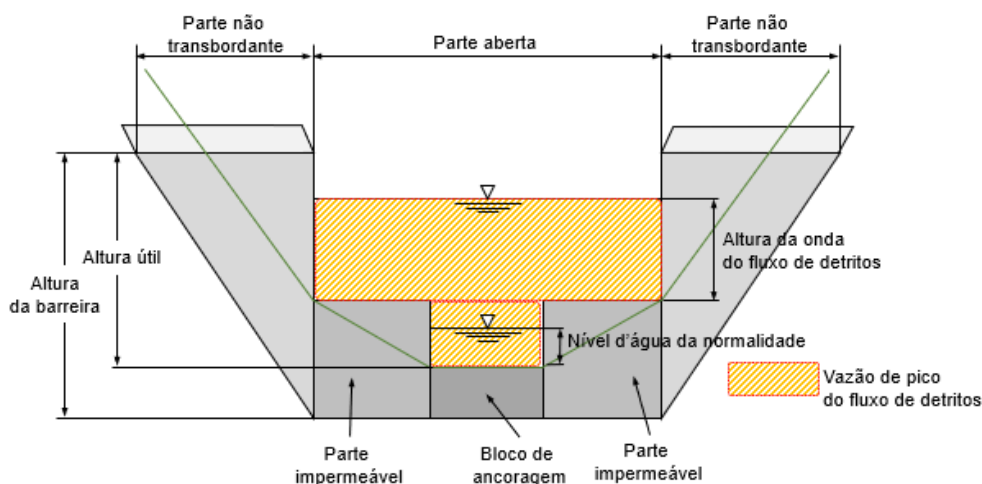
Figura 109 - Parte aberta da barreira permeável quando a largura do vale é ampla

Fonte : SABO & LANDSLIDE TECHNICAL CENTER (2021) : New Edition, Design Handbook for Steel SABO Structures, Steel SABO Structures Committee

6.2.4.3. Altura da parte aberta

A altura do topo da parte aberta da barreira (igual à altura do corpo), conforme ilustrado na Figura 23, assim como na barreira impermeável, é equivalente à altura da soleira do vertedouro.

O porte das instalações é definido em conformidade com o volume de retenção previsto em projeto, considerando os levantamentos dos materiais depositados a montante, topografia etc. A altura da parte transbordante deve ser maior que a lâmina d'água quando da ocorrência do fluxo de detritos.



6.3. PROJETO DE ENGENHARIA DA ESTRUTURA PERMEÁVEL CONSTITUÍDA POR TUBOS DE AÇO RETICULADOS

A parte permeável da Barreira SABO é formada por tubos de aço, o que favorece o transporte e a montagem. A estrutura é composta por elementos tubulares conectados por juntas flangeadas parafusadas. Esse tipo de ligação facilita as operações de montagem em campo e permite a substituição de peças eventualmente danificadas ao longo da vida útil da estrutura, diferentemente de soluções que utilizam grande número de soldas executadas no local da obra.

A seção transversal dos tubos de aço tem formato circular e, portanto, é axissimétrica e sem planos principais de inércia. Por essa razão, os tubos de aço são usados em estruturas para as quais não esteja explícita a direção das cargas, como no caso de ventos, maré alta, fluxo de detritos, entre outros casos.

6.3.1. Itens para o desenvolvimento do projeto de engenharia

O formato da seção da barreira permeável na direção do escoamento deve ser definido de forma integrada, levando em consideração a fabricação, o transporte e a montagem no campo.

1) Estabilidade da parte aberta

A estabilidade global do conjunto da parte aberta (parte permeável + bloco de ancoragem em concreto) deve satisfazer os seguintes requisitos, com base no cálculo de estabilidade: tombamento, deslizamento e capacidade de carga da fundação.

2) Resistência e desempenho estrutural da parte permeável

A análise e o dimensionamento da estrutura reticulada de aço devem aferir as condições de segurança estrutural dos tubos de aço, das ligações soldadas e

parafusadas, assim como a transmissão adequada dos esforços internos das estruturas para as fundações.

3) Análise do impacto dos blocos

É admitido que os tubos de aço que recebem a colisão direta dos blocos tenham afundamentos pontuais frente à força do impacto. Essa premissa deve ser considerada no desempenho da estrutura de aço em condições de serviço.

A estrutura de aço deve ter alta redundância, impedindo que o dano em uma parte das peças não provoque o colapso da barreira. Além disso, considera-se que a estrutura de aço se mantenha nos limites do comportamento elástico do material.

Quando do fluxo de detritos, um conjunto de blocos de diferentes dimensões colidirá com a estrutura da barreira. Logo, não é possível garantir a direção da incidência dos blocos sobre as peças, sendo essa uma das justificativas para adoção de tubos de aço de seção circular no projeto da estrutura permeável.

6.3.2. Espessura mínima dos tubos de aço

A nomenclatura para os tubos de seção circular é a seguinte: D indica o diâmetro externo e t a espessura da chapa dos tubos.

A espessura da chapa utilizada nos tubos de aço da barreira permeável deve ser maior ou igual a 22 mm ($t \geq 22$ mm), e a razão diâmetro-espessura $D/t < 30$.

A Figura 24 ilustra exemplo de danos causados por fluxo de detritos.

Observa-se que os blocos nem sempre colidem somente nos tubos de aço que constituem o paramento de montante. Por essa razão deve-se garantir a redundância e a robustez da estrutura.

Conforme observado em exemplos de retenção de fluxo de detritos, não são detectados afundamentos causados por colisões de blocos quando, nas estimativas de projeto, a espessura da chapa dos tubos de aço supera 22 mm, situação confirmada no exemplo da Figura 24.

Assim, as peças tubulares que formam a estrutura reticulada devem ter espessura mínima de chapa de 22 mm, devendo-se prever a espessura adicional devido à corrosão, além de atender a relação $D/t < 30$.



Figura 111 - Diferença entre os danos causados em tubos de aço com distintas espessuras

Fonte : SABO & LANDSLIDE TECHNICAL CENTER (2021) : New Edition, Design Handbook for Steel SABO Structures, Steel SABO Structures Committee

A partir da disponibilidade do mercado, deve-se prever tubos de aço com espessura de chapa de 22 mm e diâmetro de $\Phi 500$ mm e $\Phi 600$ mm. Com base na experiência japonesa, a definição do diâmetro dos tubos com espessura de 22 mm deve considerar a altura de referência da estrutura reticulada. No Japão, essa altura fica em torno de 8 m.

Com base na altura da estrutura reticulada da parte transbordante, adota-se:

- $\Phi 600$ mm para estrutura reticulada com altura ≥ 8 m;
- $\Phi 500$ mm para estrutura reticulada com altura < 8 m.

Desse modo, mesmo nos casos em que a altura da barreira fique menor na direção das margens direita e esquerda ou que haja variação de altura devido à parte não transbordante, não é necessário alterar o diâmetro dos tubos de aço. Ou seja, deve-se uniformizar o diâmetro dos tubos na totalidade da barreira.

6.3.3. Peças tubulares

A parte aberta da barreira corresponde à estrutura reticulada em aço, posicionada para reter o fluxo de detritos.

As peças tubulares devem garantir a estabilidade da barreira, mantendo seu formato geométrico original. Não são admitidas deformações excessivas, devendo os elementos apresentar comportamento elástico frente às ações da carga hidrodinâmica e do fluxo de detritos. Para as peças de aço sujeitas à colisão direta do fluxo de detritos (tubos que formam o paramento de montante), admite-se deformação localizada de até 40% do diâmetro do tubo. Já para os tubos sujeitos à colisão direta de blocos transbordantes em queda, o afundamento deve ser limitado a, no máximo, 10% do diâmetro do tubo.

No caso de tubos danificados pela colisão de blocos, ainda assim, se mantém a condição de retenção, pois as peças tubulares também servem como “peças de retenção de blocos” e não somente para garantir a segurança e desempenho estrutural da parte permeável da barreira.

1) Tubos de aço que constituem o paramento de montante

Os tubos de aço que constituem as peças mais a montante recebem a colisão direta da parte frontal do fluxo de detritos, desse modo, suportam a colisão dos blocos. Absorvem a energia de colisão dos blocos através das deformações por afundamento e do conjunto estrutural, devendo proteger a estrutura do reticulado a jusante. Deve-se considerar a solicitação de colisão de um bloco de diâmetro igual ao D_{95} .

2) Tubos de aço que não constituem o paramento de montante

Os tubos de aço que não ficam na parte mais a montante são peças que compõem o conjunto estrutural, de modo a garantir o equilíbrio e a estabilidade da parte reticulada.

Em cheias pequenas e médias, vários blocos que passam pelas peças mais a montante colidem na base das peças a jusante e, por essa razão, os tubos devem resistir aos desgastes e afundamentos localizados. Considera-se que não há ocorrência de afundamento localizado causado por bloco que tenha transpassado o paramento de montante, para o caso de tubos com espessura da chapa $t \geq 22$ mm. Sendo assim, não é necessário realizar a aferição da colisão dos blocos para os casos de chapa com espessura mínima $t = 22$ mm.

Em períodos de fluxo de detritos, quando há instalação de barreiras sequenciais, a barreira situada a montante tem como premissa o transbordamento de blocos pelo vertedouro, após o preenchimento de material sólido. Por isso, há a possibilidade de os blocos caírem no interior dos vãos do reticulado de tubos de aço.

Para essas barreiras, pode-se aumentar a resistência dos tubos, a fim de evitar ao máximo os danos causados pelos blocos transbordados, além de garantir a resistência da parte permeável ao empuxo, mesmo com deformações causadas por danos anteriores.

Por ocasião do transbordamento, ocorrem múltiplas colisões de blocos, não sendo possível determinar a quantidade de colisões. Dessa forma, para as peças tubulares da parte transbordante considera-se que haverá colisão de bloco D_{95} e, para as peças tubulares da parte não transbordante, uma colisão de bloco D_{80} , não considerando a deformação cumulativa.

Se as peças tubulares forem danificadas, existe a possibilidade de não resistirem ao fluxo de detritos ou à deposição. Por este motivo, o dimensionamento dos elementos de projeto deve ser realizado (com folga) em regime elástico para as cargas de empuxo do fluxo de detritos e de material de deposição. Por outro lado, para as cargas de impacto dos blocos sobre a estrutura de aço, o dimensionamento dos tubos deve considerar os danos de afundamento localizado e a reserva de resistência plástica.

Considerando a dificuldade de determinar previamente qual elemento tubular será danificado, e supondo a possibilidade de perda do elemento pela colisão dos blocos, é importante que, nessa condição, o conjunto da barreira de aço permeável não seja levado ao colapso sob a ação das solicitações de projeto adotadas no cálculo de estabilidade. Em geral, quanto mais elementos tubulares na composição da estrutura reticulada, maior será a redundância e mais alta a resistência e a rigidez do conjunto estrutural, de modo a manter estruturalmente íntegro o corpo da estrutura com peças danificadas.

Adicionalmente, na elaboração do projeto de engenharia da estrutura reticulada formada por tubos de aço, deve-se considerar:

- 1) Para as forças externas de projeto, garantir as condições de segurança previstas no método dos estados limites das normas brasileiras.
- 2) Deformações pontuais nas peças causadas pela colisão dos blocos são permitidas. Nesse caso, deve-se considerar a espessura com uma margem

adicional de 3,5 mm, que considera a perda de espessura por corrosão, de 0,5 mm, e o desgaste causado pelo fluxo de água e material fino em regime normal.

3) Para o caso de peças danificadas, considera-se o item 1), levando-se em conta a redução da resistência, e julgando-se a possibilidade de mantê-las, repará-las ou se será necessária a substituição. Nessa avaliação, pode-se considerar a espessura de corrosão e a perda adicional na redução da espessura do elemento tubular.

4) Entretanto, independentemente da análise indicada no item 3, os tubos de aço são julgados quanto à necessidade de reparo ou reforço conforme a dimensão da deformação por afundamento indicada a seguir, relativa ao diâmetro D do tubo.

Afundamento $\leq 10\%$ → Saudável

$10\% < \text{afundamento} \leq 40\%$ → Reparar ou reforçar conforme necessidade

Afundamento $> 40\%$ → Reparo ou Reforço, e considerar a substituição

6.3.4. Juntas flangeadas

A barreira permeável inclui ligações parafusadas entre as peças para favorecer o processo de montagem. A fim de facilitar a produção e a montagem, são adotadas soluções com juntas flangeadas. A resistência dos elementos de ligação deve garantir a integridade da barreira.

O uso de juntas flangeadas com parafusos estruturais de alta resistência facilita os procedimentos de montagem da estrutura de aço no campo, além de simplificar a manutenção, com a substituição de peças danificadas.

As juntas de ligação flangeada devem ser projetadas de modo a satisfazer os seguintes aspectos:

1) Possibilidade de calcular a tensão gerada nos elementos, sendo explícita a transmissão das tensões entre os elementos.

2) Os elementos que formam a junta devem ser isentos de desvios em relação ao eixo dos tubos, impedindo assim a introdução de excentricidades na ligação.

3) Evitar a ocorrência de concentração de tensões nocivas ao desempenho estrutural da junta de ligação.

4) Evitar a ocorrência de tensões residuais de montagem da estrutura.

Esse tipo de ligação entre tubos de aço está contemplado na norma ABNT NBR 16239:2013.

As juntas flangeadas sem nervuras podem apresentar problemas de “fenômeno de abertura” e “efeito de alavanca”. No entanto, verifica-se experimentalmente que é possível obter em uma placa flange sem nervuras, projetada com chapa grossa, resultando em rigidez e capacidade de carga equivalentes a uma placa flange nervurada de menor espessura.

A Figura 25 apresenta exemplos de ligação parafusada entre tubos de seção circular, com flange com e sem nervuras.

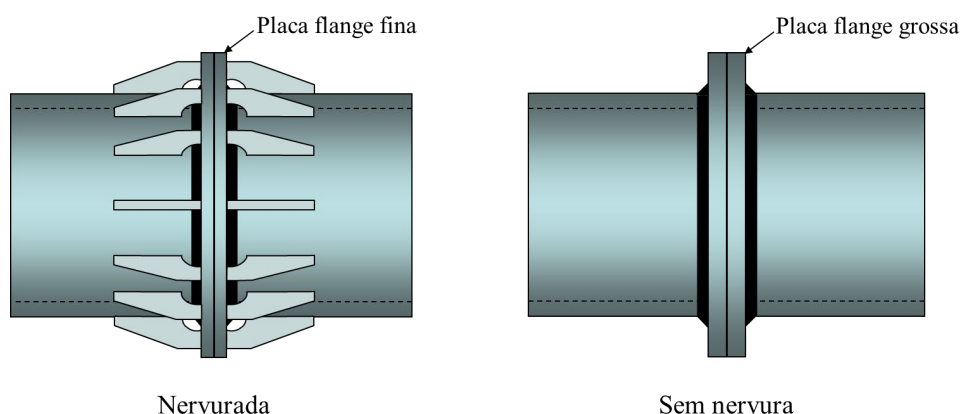


Figura 112 - Juntas flangeadas com e sem nervura

Fonte: SABO & LANDSLIDE TECHNICAL CENTER (2021) : New Edition, Design Handbook for Steel SABO Structures, Steel SABO Structures Committee

O fluxo de detritos passa pelos vãos dos tubos de aço, fazendo com que incidam esforços de flexão nos elementos tubulares. Por esse motivo, para juntas flangeadas sem nervuras, a flexão da ligação pode abrir as placas flange conforme ilustrado na Figura 26, ocorrendo o “fenômeno de abertura”, que reduz a capacidade de carga e a rigidez das ligações.

Para conter o fenômeno de abertura, as placas de flange devem ser dimensionadas com espessura suficiente, de modo a garantir a rigidez e a

capacidade de carga similares à junta flangeada nervurada. Define-se a espessura da chapa das placas das juntas de flange sem nervura conforme descrito a seguir.

Inicialmente, deve-se identificar a espessura mínima da chapa t_{min} para que o fenômeno de abertura não ocorra. Em seguida, realiza-se a aferição das tensões na placa flange e nos parafusos para o carregamento previsto.

A seguir, calcula-se a espessura da chapa necessária t_F das placas flange.

A espessura mínima da chapa t_{min} e a espessura necessária da chapa t_F são comparadas e a maior será a espessura adotada da chapa das placas flange.

1) Espessura mínima da chapa para a não incidência do fenômeno de abertura

Para evitar esse fenômeno de abertura, é necessário obter rigidez e capacidade de carga similares às juntas flangeadas nervuradas.

O cálculo da espessura mínima t_{min} é baseado em resultados experimentais, pela correspondência entre resultados obtidos em modelo reduzido e em escala real da ligação flangeada.

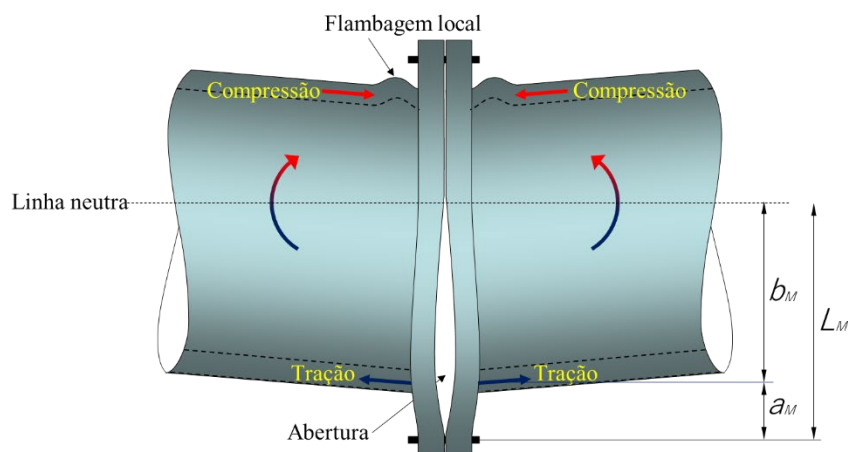


Figura 113 - Modelo de análise das juntas

Fonte: Elaborada pelo Projeto SABO

$$t_{min} = \left(\frac{T_R}{T_M}\right)^{1/3} \left(\frac{a_R \cdot b_R}{L_R}\right) \left(\frac{L_M}{a_M \cdot b_M}\right) t_M + \Delta t$$

Onde as dimensões do experimento em modelo reduzido são as seguintes:

T_M : 6 mm,

a_M : 54.3 mm,

b_M : 130.7 mm,

L_M : 185 mm,

t_M : 19 mm

T_M : espessura da chapa dos tubos de aço

a_M : distância da linha média da espessura da chapa dos tubos de aço até o centro do parafuso no lado da tração

b_M : distância da linha média da espessura da chapa dos tubos de aço até o eixo do tubo de aço no lado da tração

L_M : distância do centro do parafuso até o centro do tubo de aço no lado da tração

t_M : espessura da chapa flange para o caso em que não ocorre o fenômeno de abertura no experimento no modelo reduzido

Δt : espessura de corrosão e margem adicional das placas flange

As dimensões T_R , a_R , b_R , L_R correspondem aos valores do modelo experimental em tamanho real, ou seja, as dimensões da ligação em placas flange adotadas no projeto.

2) Dimensionamento dos parafusos

Inicialmente, obtém-se o momento fletor e a força normal que incidem na junta devido aos carregamentos de projeto e, com esses resultados, identifica-se a posição da linha neutra, conforme ilustrado na Figura 27.

Na posição da linha neutra, conforme ilustrado na Figura 27, verificam-se as tensões normais de tração e de cisalhamento nos parafusos, de modo a comprovar a segurança estrutural dos mesmos.

Para as juntas flangeadas sem nervura, com espessura de chapas de flange que garanta a mesma rigidez da solução das juntas de flange nervuradas, o efeito alavanca não deverá ocorrer.

O mencionado efeito alavanca, tal como demonstra a Figura 28, refere-se à condição do flange deformado e a conseqüente deformação combinada de flexão e alongamento axial nos parafusos posicionados no lado externo do tubo. Essa condição ocorre nos casos de ligação flangeada submetida a esforço normal (axial) de tração.

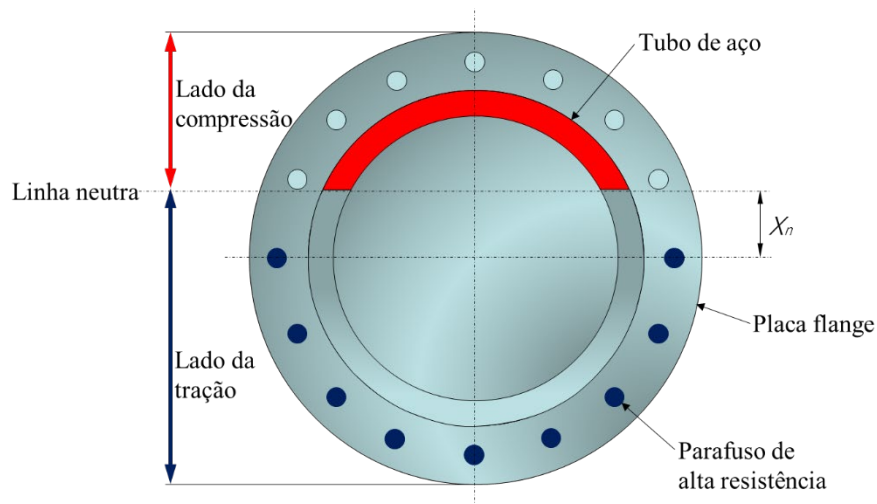


Figura 114 - Posição da linha neutra em junta flangeada sem nervura

Fonte : SABO & LANDSLIDE TECHNICAL CENTER (2021) : New Edition, Design Handbook for Steel SABO Structures, Steel SABO Structures Committee

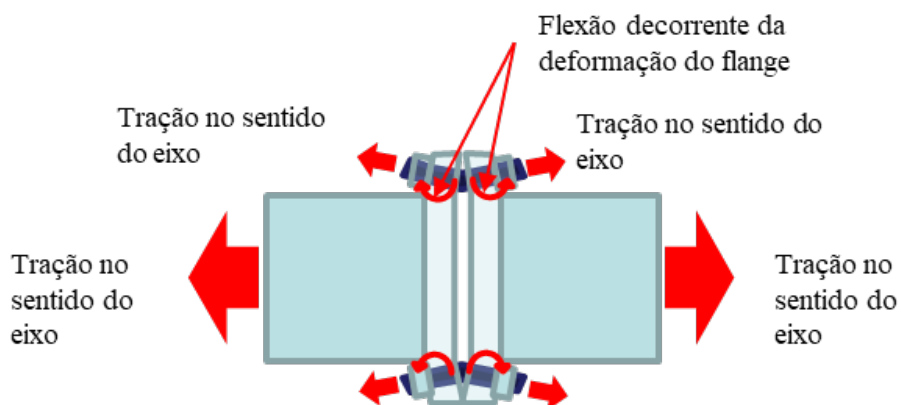


Figura 115 - Efeito alavanca que incide nos parafusos de ligação, na condição de flexão e força axial de tração

Fonte:Elaborada pelo Projeto SABO

Por esse motivo, mesmo nas juntas de flange sem nervura, pode-se desconsiderar o efeito alavanca, desde que seja garantida a espessura mínima das chapas de flange, conforme descrito anteriormente.

3) Espessura necessária das placas flange

O esforço de tração atuante nos parafusos, calculado conforme indicado anteriormente, atua na placa flange.

A seguir, calcula-se a tensão que incide na placa flange, fixada como placa de anel livre na extremidade da borda externa dos tubos de aço, para assim obter a espessura necessária da placa flange.

$$t_F = \sqrt{\frac{6M_{sd}}{f_{yd}}} + \Delta t$$

Onde:

t_F : espessura necessária das placas flange (mm)

M_{sd} : momento fletor solicitante de projeto, distribuído por unidade de comprimento, que incide na placa flange (por exemplo, Nmm/mm)

f_{yd} : tensão resistente de projeto do aço da placa flange (N/mm²)

Δt : perdas de espessura de corrosão e margem adicional das placas flange (mm)

Além dessa verificação, o dimensionamento da placa flange deve ser feito com base na seção 7 da NBR 16239:2013, para o caso de junta flangeada entre tubos de aço de seção circular. Segundo referida norma, a espessura necessária das placas flange, t_c , pode ser dimensionada de modo a impedir o efeito alavanca.

As prescrições da NBR 16239 se referem a juntas flangeadas de ligação entre tubos de aço submetidos a esforço normal de tração $N_{0,sd}$.

Para considerar o efeito combinado de solicitações de tração axial e momento atuando na junta, respectivamente $N_{0,sd}$ e $M_{0,sd}$, pode-se adotar a força axial de tração “efetiva” de projeto, $N_{0,ef,sd}$, conforme proposto por Kurobane⁴, descrito na equação seguinte:

$$N_{0,ef,sd} = \left(\frac{N_{0,sd}}{A_0} \pm \frac{M_{0,sd}}{W_0} \right) A_0$$

Onde A_0 e W_0 são a área e o módulo de flexão elástica da seção dos tubos.

4) Definição da espessura da placa flange

Comparam-se a “espessura necessária das placas flange para não incidência do fenômeno de abertura” e a “espessura necessária das placas flange conforme o

⁴ Projeto de estruturas de edificações com perfis tubulares de aço, A.H.de Araújo, A.M. Sarmanho, E.M. Batista, J.A.V. Requena, R.H. Fakury e R.J. Pimenta, Belo Horizonte, 2016

carregamento solicitante nas peças”, obtidas através dos cálculos anteriores, e considera-se o maior valor obtido como a espessura da placa flange.

6.4. CÁLCULO ESTRUTURAL

6.4.1. Combinação de cargas utilizadas no cálculo estrutural

No desenvolvimento do cálculo estrutural da barreira permeável, as combinações de cargas devem atender aos critérios de segurança estrutural, quanto aos esforços internos, às tensões geradas nas peças e à resistência das ligações. As ações consideradas na análise estrutural devem resultar da combinação das cargas usadas nos cálculos de estabilidade, dos efeitos da variação de temperatura e da colisão dos blocos.

(1) Períodos de fluxo de detritos

As análises devem considerar as condições da barreira com ou sem preenchimento de detritos. No cálculo de estabilidade da barreira permeável deve ser considerado o peso próprio, a hidrodinâmica do fluxo de detritos, o empuxo, entre outras cargas.

(2) Períodos de deposição completa de sólidos

As análises devem considerar o peso próprio e o empuxo promovido pelo material depositado.

(3) Variação de temperatura

Considerando que nenhuma outra carga ocorra, além do peso próprio, deve-se considerar a análise do efeito da variação de temperatura.

(4) Colisão dos blocos

Em função da geometria de distribuição da parte permeável da barreira, devem ser considerados os seguintes aspectos importantes:

- Peças que foram posicionadas mais a montante, nas quais é estimado que os blocos de rocha colidirão diretamente;

- Peças para as quais se estima que estarão sujeitas à colisão dos blocos que extravasam pela barreira, após o preenchimento com os sólidos;
- Peças próximas ao bloco de ancoragem de concreto.

Os coeficientes de segurança referentes à combinação de cargas devem seguir as recomendações das normas ABNT, ou estrangeiras reconhecidas por entidade de normalização, em caso de ausência de informação nas normas nacionais.

Os coeficientes de majoração de cargas e de ponderação da resistência prescritos nas referidas normas brasileiras para combinação normal de carregamentos são os seguintes:

Coeficientes de majoração de cargas:

- Ação permanente do peso próprio da estrutura de aço: $\gamma_g=1,25$
- Ação variável do fluxo de detritos, para deposição e impacto:
 $\gamma_{qdebris}=1,5$
- Ação variável da variação de temperatura: $\gamma_{qT}=1,2$

Fatores de combinação de cargas:

- Ação variável da variação de temperatura: $\psi_0=0,6$

Ação variável do fluxo de detritos: não há previsão explícita para esse tipo de carregamento. Recomenda-se, nesse caso, que não seja considerada redução da carga resultante do fluxo de detritos ($\psi_0=1,0$) na combinação de cargas que inclua as duas ações variáveis: fluxo de detritos e variação de temperatura.

As combinações de carga recomendadas são, portanto:

Combinação 1: deposição de detritos

$$F_d = \gamma_g F_g + \gamma_{qdebris} F_{debris}$$

Combinação 2: deposição de detritos e variação de temperatura

$$F_d = \gamma_g F_g + \gamma_{qdebris} F_{debris} + \psi_0 \gamma_{qT} F_T$$

Combinação 3: variação de temperatura

$$F_d = \gamma_g F_g + \gamma_{qT} F_T$$

Onde:

F_d : esforço interno de projeto

F_g : esforço interno devido ao carregamento do peso próprio da estrutura

F_{debris} : esforço interno devido à deposição dos detritos (debris)

F_T : esforço interno devido à variação da temperatura

Coefficientes de ponderação da resistência para estado limite último ELU:

Escoamento, flambagem e instabilidade estrutural: $\gamma_{a1} = 1,1$

Ruptura (p. ex. parafusos e solda): $\gamma_{a2} = 1,35$

Concreto (bloco de fundação): $\gamma_c = 1,4$

O cálculo estrutural da barreira permeável deve ser desenvolvido de forma a atender as condições de segurança, considerando os períodos de deposição completa de sólidos e os de fluxo de detritos. As condições de segurança devem atender aos esforços internos, às tensões geradas nas peças e à resistência das ligações. Além disso, os efeitos de variação de temperatura devem ser considerados. A Tabela 3 apresenta os cenários de combinações de carga a serem considerados.

Tabela 25 - Combinação de cargas de projeto consideradas na análise estrutural

Cargas de projeto	Condição de verificação				
	Períodos de fluxo de detritos	Períodos de deposição completa de sólidos	Períodos de cheia	Variação de temperatura	Colisão de blocos
Peso próprio	o	o	o	o	
Hidrodinâmica do fluxo de detritos	o				
Pressão de deposição	o	o			
Poropressão			o		
Variação de temperatura				o	
Impacto de blocos					o

Fonte : Elaborada pelo Projeto SABO

6.4.2. Cálculo de cargas variáveis utilizadas na análise estrutural

A seguir são comentados os métodos para o cálculo das cargas variáveis consideradas na análise estrutural.

(1) Períodos de fluxo de detritos

O cálculo de estabilidade na condição de escoamento do fluxo de detritos deve ser realizado considerando que, no momento da chegada do fluxo de detritos, a barreira já está parcialmente preenchida com sedimentos até uma altura igual a $(H_s - D_d)$. Nesta condição, o topo da camada de fluxo de detritos coincide com a soleira do vertedouro. Neste caso, os esforços internos gerados nas peças podem ser superiores aos correspondentes à situação de barreira totalmente preenchida (Figura 29).

Vale destacar que, caso seja estimado o transbordamento após o preenchimento de sólidos e a queda de blocos na estrutura a jusante, será necessário realizar uma verificação quanto aos danos na estrutura, decorrentes da colisão do material transbordante em queda.

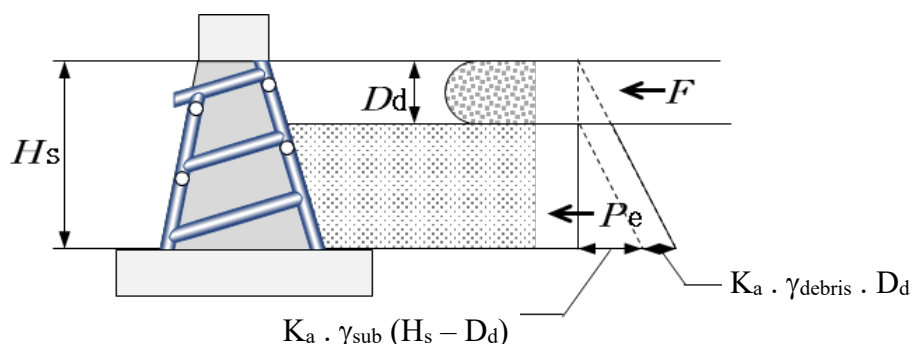


Figura 116 - Combinação de Cargas de projeto da barreira permeável nos períodos de fluxo de detritos

Fonte : Elaborada pelo Projeto SABO

(2) Períodos de preenchimento total dos sólidos

Após a retenção do fluxo, considera-se o empuxo devido ao material sedimentado, conforme apresentado na Figura 30.

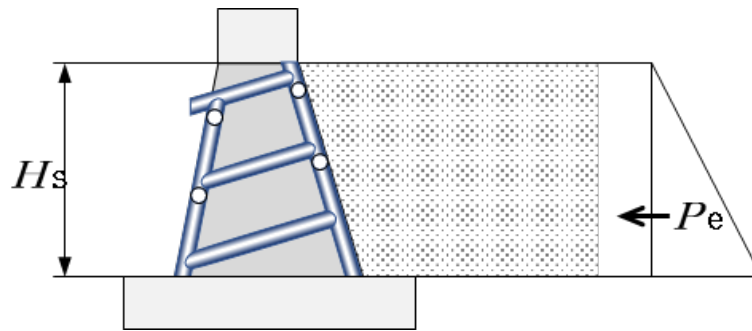


Figura 117 - Cargas de projeto da barreira permeável nos períodos de preenchimento total de sólidos

Fonte : Elaborada pelo Projeto SABO

(3) Variação de temperatura

A parte permeável da barreira é composta pelo bloco de ancoragem de concreto e a estrutura reticulada de aço.

Como o coeficiente de dilatação térmica linear do concreto e do aço são próximos, quando da ocorrência de expansão e contração causadas pela variação da temperatura, não deverá ocorrer deformações diferenciais significativas entre as partes de aço e de concreto.

Os efeitos gerados pela variação da temperatura incidem sobre a estrutura como um todo, conforme ilustrado na Figura 31, onde o efeito da variação de temperatura é proporcional ao comprimento das peças.

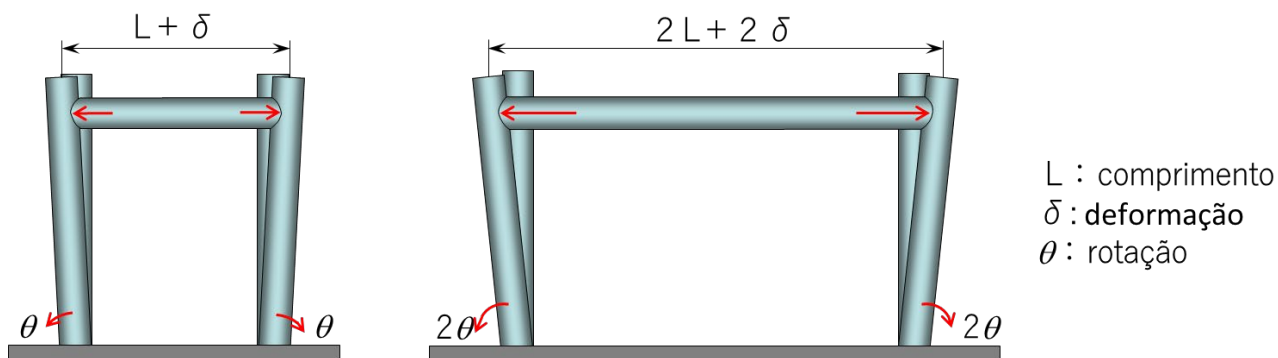


Figura 118 - Efeito da variação de temperatura

Fonte : SABO & LANDSLIDE TECHNICAL CENTER (2021) : New Edition, Design Handbook for Steel SABO Structures, Steel SABO Structures Committee

(4) Colisão dos blocos de rocha

A ocorrência de danos e rupturas nas peças de aço, devido à colisão dos blocos de rocha, pode afetar de modo significativo o desempenho estrutural do conjunto e a função de retenção da barreira. Dessa forma, deve-se levar em consideração esta condição nas análises.

Os elementos que recebem o impacto da colisão dos blocos estão identificados e descritos a seguir.

- Elementos posicionados mais a montante, para os quais estima-se que haja a colisão dos blocos da parte frontal do fluxo de detritos.
- Elementos para os quais se estima que haja colisão dos blocos que transbordam pelo topo da estrutura após o preenchimento total dos sólidos.
- Elementos próximos ao bloco de ancoragem, que recebem a colisão dos blocos.

6.4.3. Metodologia do cálculo estrutural

Para a estrutura reticulada localizada na parte aberta da barreira, deve-se garantir a segurança utilizando-se o Método dos Estados Limites prescrito nas normas da ABNT. Para evitar danos severos na estrutura, atender deve-se verificar a segurança frente à colisão de blocos e troncos carreados. O diâmetro do bloco e a velocidade a ser considerada nas análises são definidos conforme indicado a seguir:

1) Considera-se que um bloco com dimensões D_{95} colidirá na parte central da peça, com a velocidade do fluxo de detritos.

Caso se considere a colisão utilizando o D_{100} , a velocidade da colisão dos blocos pode ser distinta. No entanto, mesmo nesse caso, adota-se a mesma velocidade do fluxo considerada para a colisão do bloco D_{95} .

2) A absorção da energia devida ao choque localizado do bloco contra a estrutura, mitiga a deformação da estrutura como um todo. Adicionalmente, deformações localizadas nas proximidades do ponto de colisão servem como atenuadores dos efeitos do choque.

3) Quanto aos casos em que ocorrem colisões de muitos blocos, quando a deformação ultrapassar a condição elástica determinada para o impacto dos

blocos com diâmetro D_{80} , considera-se que as deformações plásticas e a absorção de energia correspondente ao impacto de cada bloco ocorrem de forma cumulativa.

6.4.3.1. Verificação hidrodinâmica e do empuxo de deposição na estrutura reticulada de tubos de aço

No cálculo de estabilidade da barreira permeável se considera que o carregamento externo deve ser equilibrado pelo peso próprio da estrutura (das partes de aço e de concreto). Por essa razão, considera-se que a estrutura reticulada formada por tubos esteja rigidamente associada ao bloco de ancoragem de concreto, formando um conjunto de corpo rígido, o qual deve garantir que não ocorram deslocamentos do conjunto estrutural frente à hidrodinâmica do fluxo de detritos. Adicionalmente, é necessário assegurar que a estrutura garanta a transmissão efetiva das cargas para o bloco de ancoragem, através dos tubos de aço.

O modelo de análise estrutural submetido às combinações de cargas deve ser executado com base na análise linear elástica, levando-se em conta a resistência das ligações e os detalhes do projeto estrutural referente à ligação da base dos tubos com o bloco de ancoragem, sendo necessário verificar a segurança destes detalhes.

Em casos de elementos que se desprendam da estrutura, como consequência de danos e rupturas ocorridos (e registrados), essa condição pode conduzir ao encurvamento excessivo de peças principais submetidas a esforços normais de compressão, gerando geometrias curvas, com grandes imperfeições geométricas. Como consequência dessas imperfeições excessivas em tubos comprimidos na estrutura de aço, pode-se produzir o colapso desses elementos, conduzindo a um efeito em cadeia que poderá resultar na destruição completa da estrutura. Esse tipo de comportamento estrutural é identificado na literatura como de “colapso progressivo”.

Por essa razão, quando ocorrem danos ou perdas a ponto de inviabilizar a transmissão dos esforços internos, pode ocorrer a perda da capacidade de carga da estrutura como um todo.

Permite-se, ainda, a deformação permanente pela plasticidade localizada das peças que compõem os trechos dos tubos de aço. No entanto, é importante

assegurar que a segurança global da estrutura não seja prejudicada, devido à redução da capacidade de carga dos elementos, após as deformações plásticas.

Para a verificação da segurança estrutural e das condições funcionais da barreira permeável, verificam-se as seguintes condições:

- 1) O comportamento estrutural deve ser assegurado em regime elástico, assim como deve-se considerar as resistências elásticas de projeto, para o caso das combinações de cargas adotadas no cálculo de estabilidade (hidrodinâmica do fluxo de detritos e empuxo).
- 2) As peças mantêm resistência residual (tolerância) após a colisão de matacões.

No entanto, não é suficiente que apenas uma dessas condições seja satisfeita:

- a) Para a condição 1, deve-se garantir a manutenção da função de retenção de detritos;
- b) Para a condição 2, após os danos na estrutura, deve-se verificar se ainda será possível mantê-la ou não em uso.

Nesse contexto, após satisfazer a regra do item 1, deve-se verificar se haverá ou não reparos ou reforços necessários conforme o item 2.

6.4.4. Análise e dimensionamento da estrutura de aço para a colisão de blocos

Considera-se que ocorra a transmissão para a estrutura de 100% da energia cinética dos blocos e dos troncos carreados. A estrutura absorve essa energia por meio da ocorrência de deformações por afundamento nas peças, além da deformação do próprio alinhamento estrutural (deformação por flexão).

Neste caso, deve ser verificado se as deformações por deflexão atendem uma faixa estimada como admissível.

As verificações devem contemplar o ângulo de rotação plástica θ_{pa} , conforme descrito a seguir, limitado ao ângulo de rotação plástica permitido nos tubos de aço. A equação apresentada a seguir pode ser aplicada nos casos em que

o fluxo de detritos colide nas peças tubulares. O aumento da razão diâmetro – espessura, D/t , reduz o ângulo de rotação plástica admissível.

$$\theta_{p,max} \leq \theta_{pa} = 1,355/(D/t)$$

Onde:

D: diâmetro externo do tubo de aço (mm)

t: espessura da chapa do tubo de aço (mm)

$\theta_{p,max}$: ângulo de rotação plástica máximo gerado nas peças

θ_{pa} : ângulo de rotação plástica permitido (rotação referida à flexão do tubo em regime plástico)

6.4.4.1. Elementos a montante atingidos diretamente pelo fluxo de detritos.

O fluxo de detritos é retido no paramento de montante da barreira. Assim, as peças mais a montante receberão o impacto direto da parte frontal do fluxo de detritos. Calcula-se a absorção de energia conforme a dimensão do afundamento e a grandeza da deflexão dos elementos tubulares de aço.

Tal como demonstra a Figura 32(b), o afundamento é a dimensão da deformação localizada na seção do tubo de aço (dimensão do esmagamento da seção circular).

A deflexão não está relacionada à deformação localizada de afundamento da seção do tubo de aço, mas sim à deflexão do tubo, considerado como elemento de viga. A Figura 32(c) apresenta a deformação da curvatura do eixo do elemento de viga e, caso seja considerada como grandeza de deslocamento do eixo, pode ser representada como ângulo de dobramento da viga, ou ângulo da deflexão indicado na mesma figura.

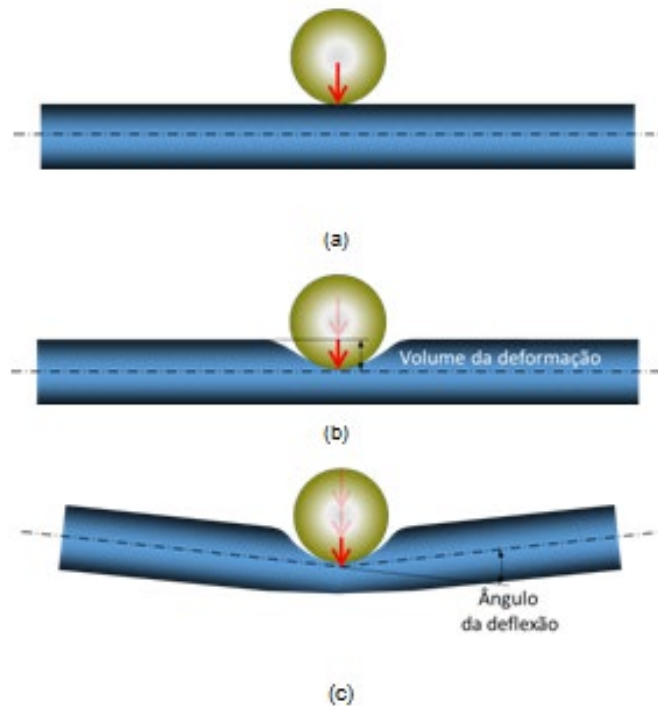


Figura 119- Deformações provocadas pelo impacto do bloco de granito: (a) Tubo de aço recebendo o impacto, (b) deformação de afundamento plástico localizado, (c) deformação de deflexão do tubo de aço.

Fonte: Elaborada pelo Projeto SABO

Assume-se que a colisão ocorre no centro da peça, a meio vão do comprimento do elemento tubular impactado, sendo a dissipação de energia composta pelas deformações localizadas na região vizinha do ponto de colisão indicado na Figura 32(b), pela deflexão do elemento de viga tubular ilustrado na Figura 32(c), e pela deformação da estrutura como um todo.

Presume-se que os blocos não colidam no mesmo ponto, considerando que os blocos de rocha retidos não se desloquem com a força de impacto adicional promovido por um bloco com diâmetro D_{95} . Considera-se, ainda, que a velocidade de colisão do bloco seja a mesma do fluxo de detritos.

A espessura mínima da chapa para a peça em análise é calculada por meio da Fórmula de Ellinas Revisada [\[1\]](#),[\[2\]](#), para uma deformação localizada que leve a um afundamento inferior a 10% do diâmetro dos tubos de aço, tendo como referência D_{100} para o cálculo da força de impacto, e adotando-se a velocidade do fluxo de detritos.

[1] Ellinas CP, Walker AC. Damage on offshore tubular bracing members. IABSE colloquium on ship collisions with ridges and offshore structures. Copenhagen; 1983. p. 253–61 (doi.org/10.1016/j.ijimpeng.2017.12.003)

[2] KristoffersenaM, Børvika T, Westermanna I, Langsetha M, Hopperstad OS. Impact against X65 steel pipes– An experimental investigation; Int. J.of Solid and Structures 50 (2013), 3430-3450 (doi.org/10.1016/j.ijsolstr.2013.06.013)

6.4.4.2. Elementos que recebem o impacto direto dos blocos em queda após o transbordamento

Nos casos em que muitos blocos colidem e a condição de comportamento elástico da estrutura de aço é ultrapassada para o diâmetro D_{80} , a deformação elasto-plástica vai se acumulando e essa condição é considerada no cálculo da dissipação de energia.

Na instalação sequencial de Barreiras SABO permeáveis, considera-se, para fins de projeto, que a barreira a montante esteja totalmente preenchida por sólidos e que ocorra extravasamento pela soleira do vertedouro, podendo blocos colidir diretamente com a estrutura de tubos de aço instalada a jusante da face de retenção.

Embora seja difícil prever quais diâmetros de blocos irão colidir e em qual das partes da estrutura, considera-se que a constante queda de blocos de pequeno diâmetro conduz a deformações cumulativas por afundamento nos elementos estruturais.

No cálculo, considera-se o diâmetro do bloco D_{80} como bloco de alta frequência de colisão, sendo aceita uma taxa de afundamento correspondente a até 40% do diâmetro dos tubos de aço. Este é o valor acumulado usado como referência para a substituição dos tubos de aço.

No entanto, como não é possível definir quantas vezes, de fato, haverá colisões, para deformação por afundamento causada pela força de um único impacto no diâmetro D_{80} , adota-se como espessura mínima da chapa da peça aquela que conduza a afundamento inferior a 2% do diâmetro do tubo de aço. Esse valor percentual é considerado para classificar a peça como saudável.

Quanto à velocidade de colisão a ser considerada nas análises, adota-se a de maior valor, dentre a velocidade do fluxo de detritos, no sentido horizontal, e a velocidade de queda pelo vertedouro, no sentido vertical.

Entretanto, nos casos em que a colisão dos blocos atua como um componente de força, sendo possível prever que a dissipação de energia ocorrerá por flexão das peças (admitindo-se o comportamento como vigas) e, ainda, a frequência de colisões seja explicitamente baixa, é possível elaborar os cálculos com base no conceito de dissipação de energia.

6.4.4.3. Partes próximas ao bloco de ancoragem, atingidas pelos blocos de rocha que ultrapassam as peças da parte mais a montante.

Quando o fluxo de detritos passa pelo paramento de montante da barreira permeável, a base a jusante pode receber múltiplas colisões de blocos. Nesse caso, define-se a velocidade da colisão dos blocos como 1/2 da velocidade do fluxo de detritos e, no cálculo, admite-se a espessura mínima da chapa de aço para uma deformação por afundamento inferior a 2% (referida ao diâmetro do tubo), causada por uma única colisão de bloco de diâmetro D_{80} .

Em barreiras permeáveis de pequeno porte, o fluxo de detritos promove apenas o descascamento da pintura. No entanto, nos casos em que o fluxo de detritos se torna mais severo, percebe-se que o processo deixa vestígios de desgaste nas peças (vide o item sobre margem adicional).

A ocorrência de pequenos afundamentos pontuais não significa que a peça tenha sua resistência reduzida. Nesse caso, não há necessidade de reparo ou reforço, desde que as peças apresentem afundamento de cerca de 10% do diâmetro do tubo. Conforme referido anteriormente, nessa condição as peças permanecem classificadas como íntegras.

Cabe ao gestor da estrutura decidir sobre a necessidade ou não de efetuar reparos ou reforços na estrutura SABO. Porém, nos casos de visualização de afundamentos que alteram significativamente a geometria circular dos tubos de aço, será necessário efetuar reparo ou reforço nesses tubos.

Na Figura 33 e na Tabela 4 são apresentados exemplos de danos nas estruturas de aço da parte permeável da barreira, que podem ser considerados como referência para a decisão de permanecerem ou não adequadas para serviço.



Figura 120 - Limites de danos nos elementos estruturais de aço

Fonte: Elaborada pelo Projeto SABO

Tabela 26 - Grau de danos nas peças e respectivas ações

Grau do dano	Grau de redução da funcionalidade e definições	Ações	Avaliação
Grau I - Saudável	Não há redução das funções em comparação à condição original de instalação da barreira, não havendo impedimento em seu serviço	Não necessita de reparo	O afundamento do tubo de aço é inferior a 10% do seu diâmetro
Grau II - Dano	As peças apresentam redução de resistência, havendo a possibilidade de ocorrer perda de funcionalidade em comparação à condição original de instalação da barreira	Analisar a necessidade de reparo ou reforço com base na inspeção e aferição da estrutura	O afundamento do tubo de aço é superior a 10% e inferior a 40% do seu diâmetro
Grau III - Destruição	Perda da funcionalidade da barreira, não sendo possível desempenhar suas funções quando ocorrer a próxima incidência das cargas de projeto	Realizar reparo ou reforço impreterivelmente	O afundamento do tubo de aço é superior a 40% do seu diâmetro

Fonte: Elaborada pelo Projeto SABO

6.4.4.4. Metodologia de análise e verificação da estrutura de aço submetida a colisão de blocos

O conteúdo incluído a seguir é baseado no Manual de Dimensionamento de Estruturas SABO em Aço, editado pela Fundação Centro de Tecnologias SABO e Deslizamentos [1].

[1] Seitetsusho, K. Concepções sobre a colisão de blocos rochosos e cargas dos fluxos de detritos no dimensionamento de estruturas SABO em aço e exemplos de cálculo, Manual de Dimensionamento de Estruturas SABO em Aço, Edição do Comitê de Estruturas SABO em Aço Versão 2009, Fundação Centro de Tecnologias SABO e Deslizamentos (*em japonês*).

6.4.4.4.1. Condições a serem adotadas para o dimensionamento estrutural

Embora as estruturas SABO em aço possam ser afetadas por danos localizados devido ao impacto de blocos, é fundamental que as funções hidráulicas da estrutura sejam mantidas, sendo inadmissível a falha estrutural global da parte permeável da barreira.

No contexto aqui abordado, os “danos estruturais” referem-se às deformações dos elementos tubulares de aço, que devem permanecer dentro dos limites admissíveis de deformação, definidos como a soma das deformações por afundamento das seções e das deformações plásticas dos elementos estruturais, tomados como elementos de viga tubular. A deformação plástica admissível, representada por δ_a , é definida pela fórmula a seguir:

$$\delta_a = 20 \times \delta_E$$

Onde δ_E é a deflexão ou a rotação elástica para a condição de início de escoamento do aço nos elementos tubulares.

A falha global da estrutura pode ser causada pela ruptura ou flambagem dos elementos tubulares, decorrentes da progressão do colapso estrutural, conduzindo a uma condição de destruição da estrutura de aço. Trata-se, portanto, de um estado de deformação no qual o limite admissível de dano foi ultrapassado, comprometendo irreversivelmente a integridade e funcionalidade da estrutura.

As cargas geradas pelo fluxo de detritos podem ser classificadas em dois tipos principais:

- **Cargas distribuídas:** associadas ao empuxo do material e à pressão exercida pela água ao longo da estrutura;

- **Cargas de impacto localizado:** correspondentes à energia cinética transmitida pelos grandes blocos rochosos que colidem com a estrutura.

Essa distinção é fundamental para a análise e o dimensionamento estrutural, garantindo que tanto as pressões estáticas quanto os efeitos dinâmicos de impacto sejam devidamente considerados.

Para as **cargas distribuídas** decorrentes do empuxo e da pressão da água, é fundamental que o estado limite último de resistência seja obedecido.

No que se refere às **colisões** provocadas pelos blocos rochosos, a energia cinética E_c é absorvida pelo somatório das energias E_d e E_M , onde:

- E_d representa a energia absorvida pela deformação por afundamento na seção da peça;
- E_M corresponde à energia absorvida pela deformação plástica da peça.

Assim, para garantir a segurança estrutural frente ao impacto dos blocos, a condição essencial é a seguinte:

$$E_d + E_M > E_c$$

Além disso, o número máximo admissível de colisões n indica a quantidade de impactos que a peça pode suportar antes de atingir seu limite de resistência, e pode ser calculado pela seguinte fórmula:

$$n = (E_d + E_M) / E_c$$

6.4.4.4.2. Energia cinética e energia absorvida pela estrutura

A energia cinética de impacto do bloco é calculada com a seguinte equação:

$$E_c = \frac{1}{2} mV^2$$

Onde:

m : massa do bloco

A velocidade do bloco (V) é estimada com base na velocidade média prevista para o fluxo dos detritos (U), conforme orientações apresentadas no Capítulo 5 (subitem 5.4.5.1).

A energia devida ao afundamento localizado do tubo de aço é calculada com base na literatura [1]. Nesse caso, a carga de impacto P_I gera a deformação de afundamento δ_d , cuja configuração geométrica é idealizada na Figura 34 a). A referida carga de impacto é calculada pela equação seguinte:

$$P_I = \frac{1}{4} K f_{y,d} t^2 \left(\frac{\delta_d}{D} \right)^{0,5}$$

Onde:

P_I : carga dinâmica que provoca a deformação por afundamento

$f_{y,d}$: tensão de escoamento cinético do material do tubo

t : espessura da chapa do tubo de aço

D : diâmetro externo do tubo de aço

δ_d : deformação por afundamento

K : coeficiente dado pela seguinte fórmula, sendo D_0 o diâmetro do bloco:

$$K = 161 \cdot \left(\frac{D_0}{D} \right)^{0,11}$$

Pode-se adotar tensão de escoamento cinético do material $f_{y,d} = (1,0 \text{ a } 1,2)f_y$. Para o dimensionamento previsto da estrutura de aço, recomenda-se adotar $f_{y,d} = f_y$.

[1] Tatsuo Hoshikawa, Nobutaka Ishikawa, Hiroshi Hikosaka, Takahisa Mizuyama, Sohei Abe: Método de dimensionamento da resistência ao impacto e análise da resposta elasto-plástica ao impacto em estruturas SABO permeáveis em aço. Jornal da Sociedade de Engenheiros Civis do Japão, No.549/I-37, pp. 159-174, outubro de 1996.

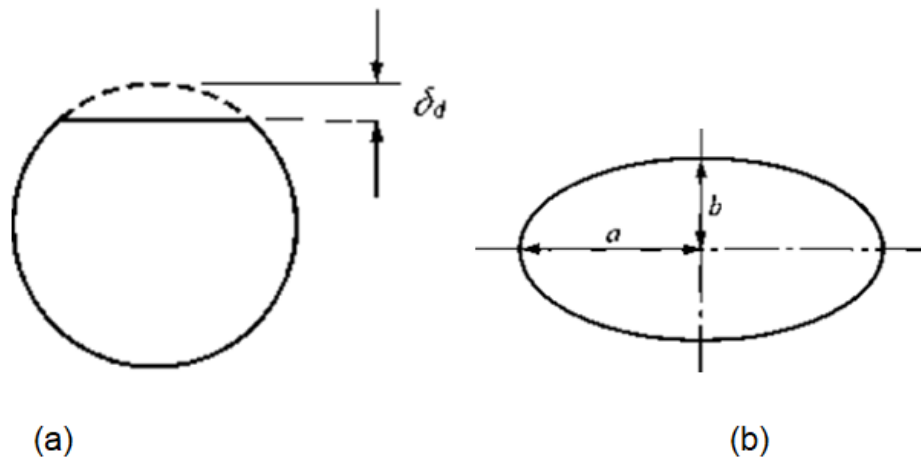


Figura 121 - Geometria deformada do tubo de aço após impacto do bloco de granito: (a) afundamento localizado δE , (b) formato elíptico da seção transversal do tubo.

Quando a fase (quase instantânea) de deformação por afundamento chega ao fim, inicia-se a deformação elasto-plástica do elemento de viga em tubo de aço, cuja configuração final de mecanismo de colapso está ilustrada na Figura 35. Nesse estágio, considera-se que a carga de colapso, expressa pela fórmula a seguir, atua no centro do elemento de viga, cujas extremidades encontram-se rigidamente fixas (ligações de extremidade do elemento tubular em condições de estrutura apertada).

$$P_{0d} = \frac{4}{L} D^2 t f_y (1 + \cos\beta - \beta)$$

Onde:

L : distância entre apoios do elemento tubular

e

$$\beta = \left(\frac{\delta_d}{D}\right)^{0,5} \left\{ 1 - \sqrt{\left(\frac{16}{9}\left(\frac{\delta_d}{t}\right)^2 + 1\right)} + \frac{4}{3} \frac{\delta_d}{t} \right\}$$

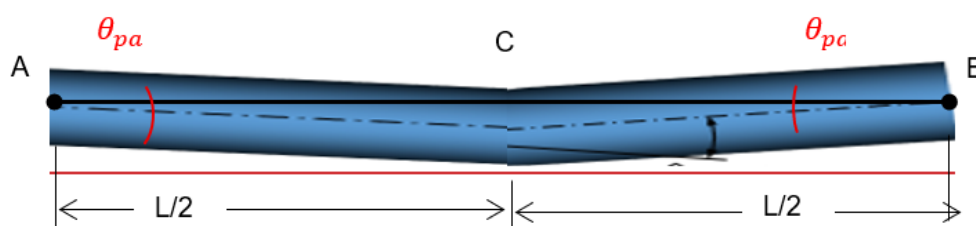


Figura 122 - Mecanismo de colapso plástico do elemento tubular de aço, com a formação de rótulas plásticas nas extremidades A e B e no centro do vão C, e rotações plásticas nas extremidades θ_{pa} e θ_{pc} .

A definição da condição de colapso do elemento tubular pode ser obtida igualando-se a carga de impacto P_I , relacionado à deformação de afundamento δ_d , à carga de colapso P_{0d} . Desse modo, é possível obter o valor do afundamento δ_d por meio de aproximações sucessivas, até convergir para $P_I / P_{0d} = 1,0$.

Com o valor obtido da deformação de afundamento δ_d calcula-se a energia de afundamento do tubo devida ao choque do bloco.

$$E_d = \frac{1}{6} K f_y t^2 \left(\frac{\delta_d^3}{D} \right)^{0,5}$$

A parcela adicional a ser calculada corresponde à energia absorvida pela deformação plástica da peça, E_M , conforme a equação a seguir.

$$E_M = 20 \frac{L^2 f_y}{12ED} P_{0d}$$

Onde:

L : distância entre apoios do elemento tubular

E : módulo de elasticidade do aço

D : diâmetro do tubo.

A energia de deformação plástica do elemento tubular E_M será integralmente mobilizada quando a energia cinética de impacto do bloco exceder a energia de formação localizada de afundamento, ou seja, para $E_c > E_d$. Assim, podemos definir a deformação plástica do elemento tubular, δ_M , pela equação seguinte.

$$\delta_M = \frac{E_c - E_d}{P_{0d}}$$

Finalmente, podemos definir a deformação máxima admissível δ_c , e estabelecer o critério de segurança das deformações do elemento tubular após impacto.

$$\delta_c = \frac{E_M}{P_{0d}} = 20 \frac{L^2 f_y}{12ED}$$

Para $\delta_M < \delta_c$ o critério de segurança ao impacto do bloco de granito pode ser considerado atendido.

Adicionalmente, é possível calcular a capacidade estrutural do elemento tubular de aço para o caso de múltiplos impactos de blocos com geometrias variadas. Para isso, basta aplicar o procedimento acima descrito, acumulando-se (de modo linear) os efeitos dos impactos.

6.4.4.4.3. Exemplo de cálculo

A seguir, descreve-se um exemplo de cálculo da segurança ao impacto de bloco de granito de barreira permeável, referida à Barreira SABO projetada, localizada na Bacia do Rio Príncipe, no município de Teresópolis (RJ), cuja geometria está ilustrada na Figura 36. Para isso foram adotadas duas situações distintas: Caso 1, para bloco com diâmetro de 1,6 m e velocidade de impacto $V = 5,31$ m/s; e Caso 2, para um bloco com diâmetro de 2,0 m e velocidade $V = 10$ m/s.

Pode-se observar nos resultados apresentados nas Tabelas 5 e 6 que, no Caso 1, a segurança estrutural é atendida, com a energia cinética de impacto inferior à energia de deformação por afundamento localizado, $E_c < E_d$. Já para o Caso 2, é necessário contar com as energias de deformação por afundamento e de deformação plástica da estrutura, de modo a atender as condições de segurança estrutural do elemento tubular analisado.

Tabela 27 - Tabela 32: Memória de cálculo para o Caso 1: Bloco com D0 = 1,6 m e V = 5,31 m/s

Dados		Cálculos	
Tubo		Energia cinética	
Dados			
D	600 mm	E_c	78.51 kNm
t	22 mm	Energia por afundamento E_d	
Perda corrosão	3.5 mm	δ_d/D	0.39
t - corrosão	18.5 mm	δ_d	231.27 mm
D - corrosão	593 mm	P_{1d}	3310381 N
Bloco		β	0.6058
D ₀	1.6 m	P_{0d}	3303846 N
V	5.31 m/s	P_{1d}/P_{0d}	1.00
Peso específico	25.5 kN/m ³	E_d	510394474 Nmm
Massa esp	2.60 t/m ³		510.39 kNm
Volume do bloco	2.145 m ³	Energia pela deformação plástica da barra EM	
Massa do bloco	5.57 t	E_M	174962883 Nmm
Peso do bloco	54.69 kN		174.96 kNm
Elemento em análise		Balço de energias	
L	3305 mm	Apenas com a Energia de afundamento	
f _y	345 MPa	$E_c - E_d$	-96.45 Atende
E	200000 MPa	Com as duas parcelas de energia, afundamento + plastificação	
K	179.6	$E_c - (E_d + E_M)$	-606.84 Atende
		Verificação da deformação plástica final	
		δ_M	-0.131 mm
		δ_c	52.96 mm
		δ_M/δ_c	-0.0025 Atendido

Tabela 28 - Memória de cálculo para o Caso 2: Bloco com D0 = 2,0 m e V = 10 m/s

Dados		Cálculos	
Tubo			
Dados		Energia cinética	
D	600 mm	E_c	543.86 kNm
t	22 mm	Energia por afundamento E_d	
Perda corrosão	3.5 mm	δ_d/D	0.39
t - corrosão	18.5 mm	δ_d	231.27 mm
D - corrosão	593 mm	P_{1d}	3392642 N
Bloco		β	0.6058
D_0	2 m	P_{0d}	3303846 N
V	10 m/s	P_{1d}/P_{0d}	1.03
Peso específico	25.5 kN/m ³	E_d	523077530 Nmm
Massa esp	2.60 t/m ³		523.08 kNm
Volume do bloco	4.189 m ³	Energia pela deformação plástica da barra EM	
Massa do bloco	10.88 t	E_M	174962883 Nmm
Peso do bloco	106.81 kN		174.96 kNm
Elemento em análise		Balanco de energias	
L	3305 mm	Apenas com a Energia de afundamento	
f_y	345 MPa	$E_c - E_d$	368.90 Não Atende
E	200000 MPa	Com as duas parcelas de energia, afundamento + plastificação	
K	184.0	$E_c - (E_d + E_M)$	-154.18 Atende
		Verificação da deformação plástica final	
		δ_M	0.006 mm
		δ_c	52.96 mm
		δ_M/δ_c	0.0001 Atendido

6.5. Bloco de ancoragem

6.5.1. Formato do bloco de ancoragem de concreto

A Figura 37 apresenta as partes transbordante e não transbordante da estrutura de aço permeável da barreira. O bloco de ancoragem de concreto está igualmente identificado nessa figura.

O bloco de ancoragem de concreto deve ser dimensionado de modo a garantir a segurança, considerando a profundidade de ficha da fundação, bem como ambos os estados de bloqueio e não bloqueio da parte aberta.

Deve ser assegurado o comportamento monolítico do bloco de ancoragem com a estrutura reticulada em aço. Idealmente a fundação da barreira deve ser posicionada em rocha. No entanto, é também possível posicioná-la em solo.

Quando o terreno de fundação não permitir obter as condições adequadas de estabilidade, deve-se efetuar adaptações ao formato do bloco de ancoragem ou tratamento do terreno da fundação de forma a assegurar as condições requeridas.

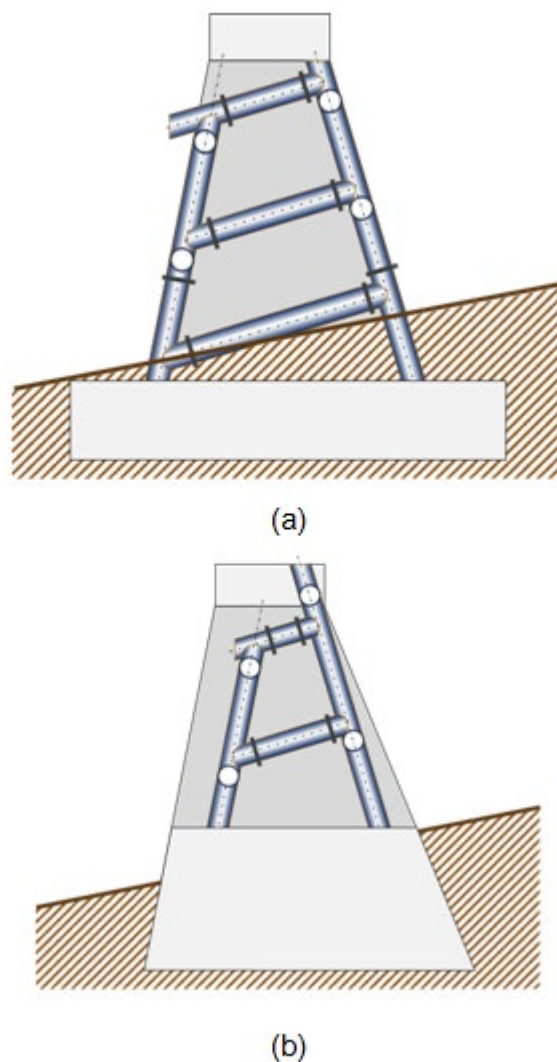


Figura 123 - Parte aberta da barreira: a) Parte transbordante, b) Parte não-transbordante

Fonte : Elaborada pelo Projeto SABO

(1) Altura do bloco de ancoragem

A altura do bloco de ancoragem deve garantir a profundidade da ficha, compatível com o terreno da fundação. Adicionalmente, deve-se garantir a altura necessária do bloco para a estabilidade da barreira, em função do carregamento de projeto, incluindo o peso próprio do bloco de ancoragem e da estrutura de aço.

A estabilidade do conjunto do bloco de ancoragem ligado de forma monolítica à estrutura reticulada em aço, deve ser analisada como corpo rígido

único. Adicionalmente, as tensões geradas no interior do bloco de ancoragem devem ser limitadas às tensões admissíveis para o concreto, sendo essa uma verificação necessária para a definição da altura do bloco de ancoragem.

Nos casos em que se constate o desenvolvimento de tensões de tração no concreto, o bloco de ancoragem deverá ser dimensionado em concreto armado. Tal dimensionamento reduzirá a altura do bloco e evitará escavações exageradas.

Para assegurar que a parte permeável da barreira, com a estrutura reticulada de aço e o bloco de ancoragem, trabalhe como um corpo rígido, os montantes verticais executados com tubos de aço devem se apresentar inseridos no bloco de ancoragem de concreto. A profundidade de inserção do tubo no concreto deve ser maior que o diâmetro externo do mesmo, enquanto a altura mínima do bloco de ancoragem deve ser duas vezes o diâmetro do tubo de aço utilizado.

Normalmente, para garantir o peso próprio necessário para a estabilidade, somada à profundidade da ficha da parte da fundação, tem-se espessuras do bloco de ancoragem superiores a 2 m. Nesses casos, a profundidade de inserção dos tubos de aço é adotada com de cerca de 50% da espessura do bloco de concreto, ou seja, de 1,0 m, aproximadamente.


A definição da altura do bloco de ancoragem deve também levar em consideração possíveis restrições construtivas, relacionadas à concretagem, altura de elevação das camadas, entre outras condições.

(2) Declividade do bloco de ancoragem

Até a retenção do fluxo de detritos, a água escoará e passará por sobre o topo (soleira) do bloco de ancoragem (base da parte permeável). Quando a barreira tem grande altura, a dimensão da base do bloco de ancoragem na direção longitudinal do canal também é grande. Nesse caso, quando o leito do canal for muito íngreme, será necessária uma grande escavação, de modo a garantir que a base do bloco se apresente horizontal.

Uma possível alternativa é adotar declividade da base do bloco conforme a inclinação do leito do canal, assegurando a ficha e evitando o aumento da altura da barreira. Entretanto, o bloco de ancoragem com a base horizontal tende a apresentar comportamento mais favorável, tanto pela mobilização mais adequada da ficha de fundação quanto pela distribuição mais uniforme das tensões na fundação sob as combinações de ações consideradas no projeto.

A barreira permeável é aberta até o leito do canal, não devendo haver desnível entre a extremidade a jusante do bloco de ancoragem e o leito do canal,



para a água escoar normalmente, seguindo o leito em um escoamento que praticamente não difere da condição anterior à instalação da barreira.

Após a retenção do fluxo de detritos, se for considerado que o material extravasado cairá sobre o bloco de ancoragem, pode-se considerar que não será preciso realizar a obra de calha de dissipação a jusante.

No entanto, pode haver casos de ocorrência de desnível não planejado entre o leito do canal e a extremidade a jusante da parte permeável. A Figura 38 é um exemplo de erosão por lavagem da extremidade a jusante do bloco de ancoragem. Desse modo, dependendo do material do leito do canal e da vazão, pode haver erosão da extremidade a jusante do bloco de ancoragem.

Neste caso, como não ocorre o transbordamento constante pela soleira do vertedouro, como nas barreiras impermeáveis, a construção de calhas de dissipação a jusante será uma solução simples a ser adotada. Nesses casos, deixa-se a inclinação do bloco de ancoragem mais tênue que a inclinação do leito do canal (por exemplo), garantindo que haja deposição no bloco de ancoragem, ou efetua-se uma proteção simplificada da calha por enrocamento.

Condições a serem consideradas para o julgamento da necessidade da calha de dissipação a jusante:

- Quando o terreno é composto de solo com granulometria fina.
- Quando puder ocorrer o transbordamento de água na extremidade a jusante devido ao bloqueio de blocos dentro dos vãos da parte permeável.
- Quando há desnível entre o leito do canal e o bloco de ancoragem.



Figura 124 - Erosão a jusante do bloco de ancoragem

Fonte : SABO & LANDSLIDE TECHNICAL CENTER (2021) : New Edition, Design Handbook for Steel SABO Structures, Steel SABO Structures Committee

6.5.2. Verificação do trecho dos tubos inseridos no concreto

Frente às tensões geradas nos trechos dos tubos de aço inseridos no concreto, efetua-se a verificação ao arrancamento e à compressão, verificando-se o atendimento aos valores admissíveis. A análise da parte que ficará inserida na fundação é realizada conforme descrito a seguir. No caso de estrutura com tubos inseridos de modos distintos, deve-se igualmente garantir segurança estrutural.

Para a verificação da resistência estrutural da parte inserida dos tubos de aço no bloco de ancoragem, considera-se a reação de apoio do tubo no bloco de ancoragem e realizam-se as verificações: (1) da tensão de cisalhamento τ para o arrancamento e a compressão, e (2) da tensão de normal σ_{bv} na base do tubo, conforme descrito a seguir. A Figura 39 ilustra as condições para as referidas verificações.

1) Resistência ao arrancamento e à compressão

Para a resistência da parte dos tubos de aço inserida no concreto, realiza-se a aferição da reação de apoio vertical e da tensão de cisalhamento para as condições de arrancamento e compressão.

$$\tau = \frac{R_V}{A_c} \leq f_{vc}$$

Onde:

τ : tensão de cisalhamento solicitante para os casos de arrancamento e compressão,

f_{vc} : tensão resistente de cisalhamento do concreto para os trechos de arrancamento e de compressão,

R_V : força vertical transferida pelo tubo de aço ao bloco de ancoragem (reação de apoio),

A_c : área útil da superfície cônica de colapso.

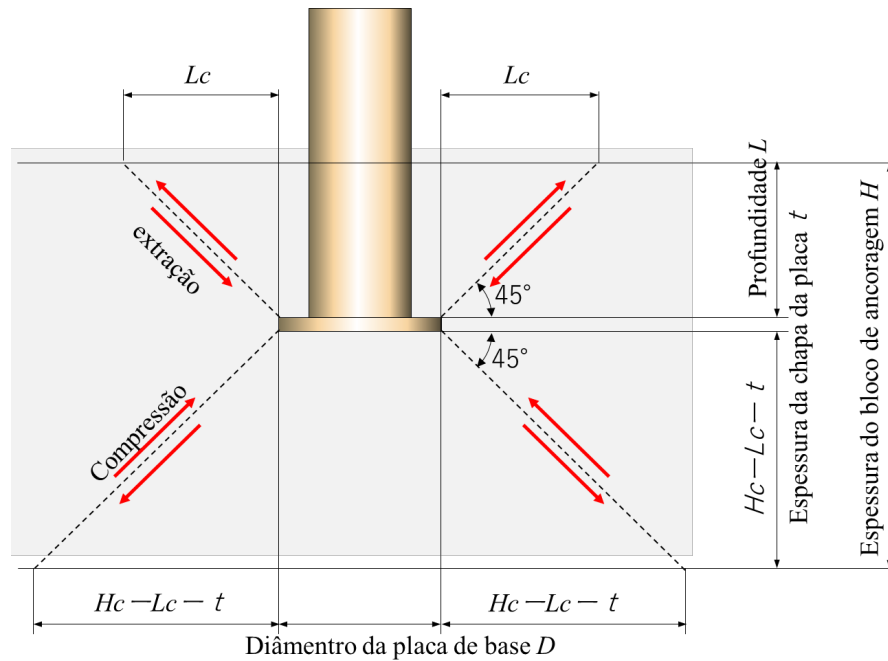


Figura 125 - Resistência ao cisalhamento de arrancamento e de compressão

Fonte : SABO & LANDSLIDE TECHNICAL CENTER (2021) : New Edition, Design Handbook for Steel SABO Structures, Steel SABO Structures Committee

2) Tensão normal σ_{bv} na base do tubo

As tensões transferidas da placa de base dos tubos para o concreto devem ser verificadas.

$$\sigma_{bv} = \frac{R_V}{A_d} \leq f_{cd}$$

Onde:

σ_{bv} : tensão de compressão no concreto,

f_{cd} : tensão normal resistente de compressão do concreto,

A_d : área útil da placa de base.

Adicionalmente, deve-se realizar as seguintes aferições:

Resistência do bloco de ancoragem a jusante da parte inserida dos tubos de aço, para a combinação das reações de apoio horizontal e do momento fletor, conforme ilustrado na Figura 40; assim como, a verificação da tensão de cisalhamento de arrancamento e de compressão horizontal da parte a jusante dos tubos de aço, conforme apresentado na Figura 41.

3) Resistência do bloco de ancoragem a jusante da parte inserida dos tubos de aço, para a combinação das reações de apoio horizontal e de momento fletor.

$$\sigma_{bh1} = \frac{R_H}{DL_c}$$

$$\sigma_{bh2} = \frac{6M}{DL_c^2}$$

$$\sigma_{bh} = \sigma_{bh1} + \sigma_{bh2} \leq f_{cd}$$

Onde:

σ_{bh1} : tensão normal no concreto devida à força horizontal R_H ,

σ_{bh2} : tensão normal no concreto devida ao momento fletor M ,

σ_{bh} : combinação de tensões normais no concreto.

4) Resistência do bloco de ancoragem ao arrancamento e à compressão horizontal da parte a jusante dos tubos de aço

$$\tau_h = \frac{R_H}{A_{cd}} \leq \tau_{cd}$$

Onde:

τ_h : tensão solicitante de cisalhamento de extração

τ_{cd} : tensão resistente de cisalhamento

R_H : força horizontal da parte inserida do tubo de aço (reação do ponto de sustentação)

A_{cd} : área útil horizontal referida à tensão de cisalhamento

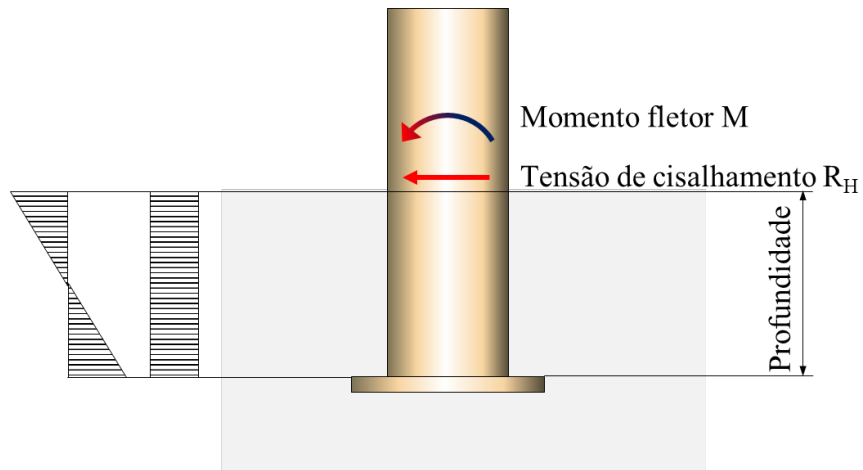


Figura 126 - Tensões normais no concreto devidas às reações de apoio horizontal H e momento M

Fonte : Elaborada pelo Projeto SABO

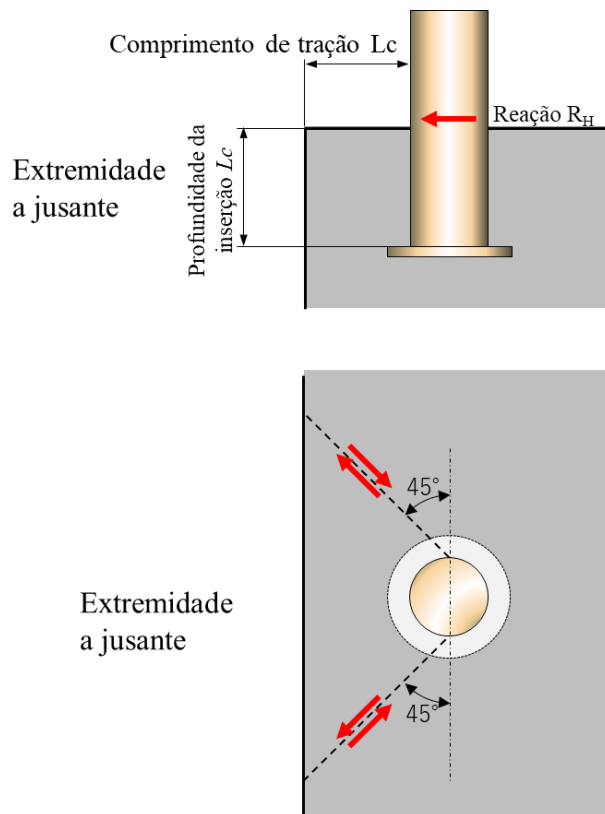


Figura 127 - Arrancamento e compressão horizontal no bloco de ancoragem a jusante dos tubos de aço

Fonte : Elaborada pelo Projeto SABO

5) Armadura de fretagem dos tubos de aço imersos no bloco de ancoragem

Mesmo que a reação de apoio dos tubos de aço seja pequena, por precaução, é recomendável prever uma armadura de fretagem ao redor dos tubos. A área necessária da armadura, A_s , deve ser calculada conforme a equação a seguir.

$$A_s = \frac{1000R_H}{f_{yd}}$$

Onde:

R_H : reação de apoio horizontal de projeto, em kN

f_{yd} : resistência de projeto ao escoamento da armadura de fretagem, em MPa (N/mm²)

A armadura de fretagem deve ser de geometria circular, envolvendo o tubo de aço, e distribuída de acordo com a técnica adequada de projeto para esse tipo de reforço estrutural.

6.5.3. Condições de estabilidade

A barreira permeável, por ser de gravidade, deve satisfazer as seguintes premissas e condições:

1) Premissas

Deve garantir o funcionamento da barreira de gravidade como um corpo único, integrando a estrutura de aço ao bloco de ancoragem. Ou seja, as peças devem estar efetivamente conectadas, sem permitir deslocamentos relativos excessivos, e a estabilidade do bloco de ancoragem deve estar assegurada.

2) Condições de estabilidade

a) Para que não ocorra tensão de tração na extremidade a montante da barreira, a linha de atuação da resultante da combinação das cargas de projeto (cargas variáveis e permanentes de peso próprio da estrutura) deve estar dentro do terço central base (núcleo central de inércia da área da base do bloco de ancoragem).

b) Não devem ocorrer deslizamentos relativos entre a base da barreira e o terreno da fundação.

c) Os esforços e tensões na barreira devem atender aos critérios de segurança estrutural.

d) A tensão máxima atuante na fundação deve atender à resistência admissível do terreno de execução da barreira.

Na parte permeável da barreira, o bloco de ancoragem apresenta a maior contribuição para o peso próprio, comparado com a estrutura de tubos de aço. Essa condição pode ser levada em conta nos cálculos, com a finalidade de cumprir os quesitos de estabilidade.

As análises de tombamento, deslizamento e capacidade de carga do terreno da fundação devem ser realizadas, conforme descrito a seguir.

a) Análise de tombamento

Na análise do tombamento, para que não ocorra tensão de tração na base da barreira, a resultante das cargas variáveis e do peso próprio deve resultar dentro do terço central da base da barreira (núcleo central de inércia da área da base do bloco de ancoragem).

b) Análise do deslizamento

Nos casos em que a ficha que penetra na rocha (ou solo) for pequena, deve-se desconsiderar os esforços passivos atuantes na frente do bloco. No caso de terreno rochoso, deve-se incluir na análise a adesão possível de ser mobilizada no contato da fundação com a base do bloco, conforme a fórmula a seguir.

$$FS_d \leq \frac{\tan\phi \cdot R_V + \tau_0 \cdot L}{R_H}$$

Onde:

FS_d : fator de segurança ao deslizamento

R_V : somatório das forças verticais por unidade de comprimento (kN/m)

R_H : somatório das forças horizontais por unidade de comprimento (kN/m)

$\tan\phi$: tangente do ângulo de atrito entre base do corpo e o terreno da fundação

τ_0 : adesão entre a base de concreto e a fundação (kN/m²)

L : comprimento da base da barreira (m)

(Por regra, adotamos a largura da base da asa, b_1)

No caso de fundação em rocha o valor de FS_d deve ser maior do que 4. Quando não for possível verificar a adesão ($\tau_0 L = 0$), esta deve ser desconsiderada na análise de estabilidade, adotando-se FS_d mínimo igual a 1,2. No caso de fundação em solo, tipicamente se considera $FS_d \geq 1.5$.

c) Análise da capacidade de carga do terreno da fundação

Deve-se verificar a capacidade de carga do terreno, frente às cargas transferidas à fundação da barreira.

6.6. Carga desalinhada com o eixo da barreira permeável

Como a barreira permeável permanece vazia durante os períodos de normalidade, deve ser posicionada perpendicular ao eixo do canal a montante, evitando-se sua instalação em trechos curvos.

Quando houver uma curva imediatamente a montante da barreira, o lado interno (de maior curvatura) não é bloqueado pelos blocos da parte frontal do fluxo, podendo sua cauda passar pela estrutura reticulada de aço. Dessa forma, em talvegues tortuosos ou pontos de encontro com afluentes, é preciso ter atenção no posicionamento da barreira.

Quando o eixo da barreira estiver desalinhado em relação ao centro do escoamento, dependendo do modo de ligação entre as peças ou do posicionamento das partes que compõem a estrutura reticulada, a resistência estrutural das peças deve considerar esse efeito. Deve-se verificar se são seguras mesmo para cargas desalinhadas do centro do escoamento. No cálculo estrutural, estimam-se cargas na face externa considerando o ângulo de desvio do centro superior a 30° , conforme ilustrado na Figura 42.

Nesse caso, considera-se o ângulo θ_{f2} entre o eixo da barreira e a linha de centro do escoamento do fluxo de detritos, além do ângulo adicional $\theta_{f3}=10^\circ$, para a estimativa do ângulo total de desvio θ_{f1} , definido como o ângulo de desvio do carregamento em relação à barreira.

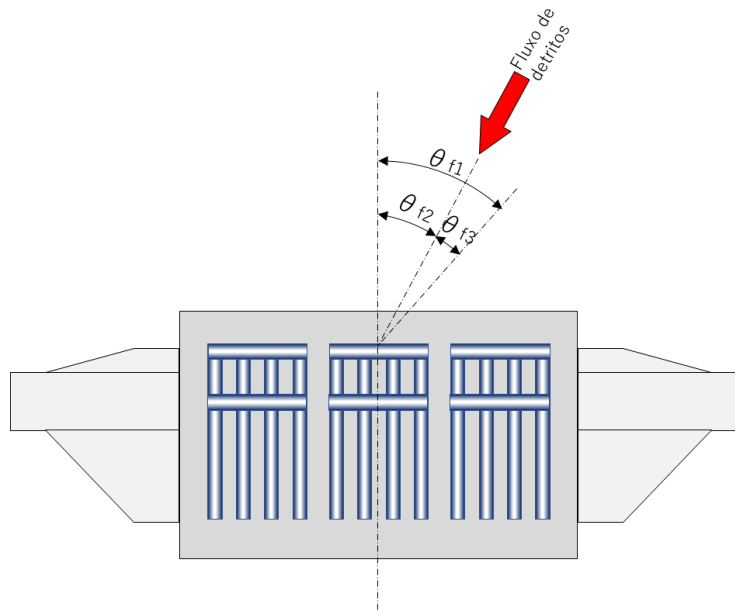


Figura 128 - Cargas de desvio para a parte permeável

Fonte : SABO & LANDSLIDE TECHNICAL CENTER (2021) : New Edition, Design Handbook for Steel SABO Structures, Steel SABO Structures Committee

6.7. Dimensionamento da parte não transbordante (parte impermeável)

O dimensionamento da seção da parte não transbordante da barreira permeável considera os mesmos critérios e procedimentos adotados para as barreiras impermeáveis. Nas barreiras impermeáveis, a seção transversal usualmente apresenta forma trapezoidal.

Ao se adotar o paramento de jusante com inclinação mais suave, a base da barreira acaba se alongando de forma a garantir a ficha em conformidade com a inclinação do leito do canal. Quando o paramento de montante apresenta inclinação mais suave, tem-se também o aumento da escavação.

Para que a barreira permeável exerça plenamente sua função de retenção de fluxo de detritos, é necessário que a parte frontal do fluxo de detritos atinja a parte aberta e que os blocos bloqueiem os vãos entre as peças tubulares de aço.

Entretanto, quando o eixo do fluxo de detritos estiver desalinhado em relação ao eixo da barreira a montante, e a parte impermeável apresentar

paramento de montante com inclinação suave, a parte frontal do fluxo de detritos poderá colidir diretamente com a parte não transbordante da barreira, conforme ilustrado na Figura 43. Nessa condição, a parte frontal do fluxo deixa de atingir a região permeável da barreira, podendo permitir que a cauda do fluxo escoe através da estrutura reticulada.

Desta forma, a parte aberta será atingida pela cauda do fluxo de detritos. Nessas condições ocorre a separação dos blocos do fluxo de detritos, podendo não bloquear os vãos da parte aberta.

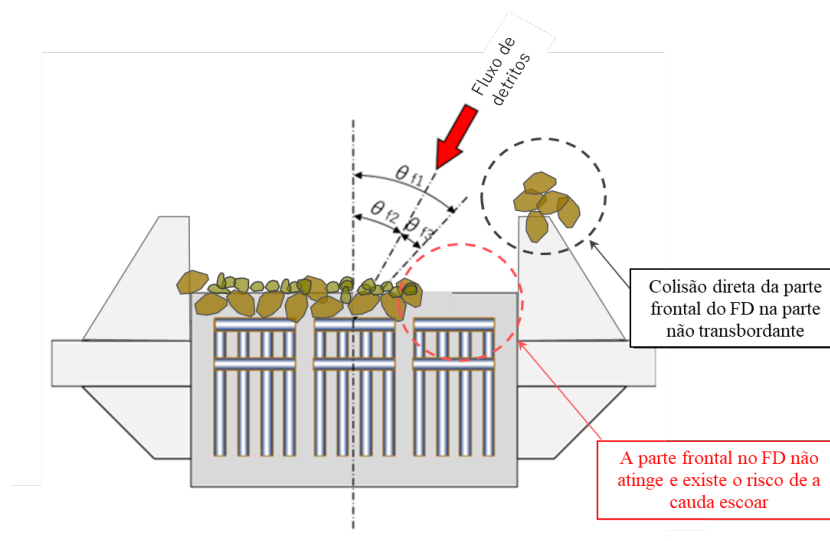


Figura 129 - Fluxo de detritos com desvio do centro da barreira a montante

Fonte : Elaborada pelo Projeto SABO

Nesses casos, recomenda-se adotar a inclinação do paramento de montante entre 1V:0,2H e 1V:0,3H, de modo a evitar, na medida do possível, que o fluxo de detritos colida diretamente com a parte não transbordante (impermeável).

No projeto da barreira permeável, deve-se prever que a extensão da parte não transbordante (impermeável) seja reduzida, enquanto a parte permeável apresente a maior extensão possível, de modo a maximizar a retenção do fluxo de detritos no trecho permeável.

Na combinação de cargas para o cálculo de estabilidade, as cargas de projeto da parte impermeável (da barreira permeável) são as mesmas consideradas no projeto das barreiras impermeáveis, conforme apresentado no item 6.2.

No caso da barreira permeável, o cálculo de estabilidade é realizado considerando os períodos de fluxo de detritos com preenchimento total dos sólidos, desconsiderando-se os períodos de cheia sem transporte significativo de detritos. Considera-se que o material retido na parte não transbordante (parte impermeável) esteja saturado.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ELLINAS, C.P.; WALKER, A.C. Damage on offshore tubular bracing members. *IABSE Colloquium on Ship Collisions with Ridges and Offshore Structures*. Copenhagen, 1983. p. 253–261.

GOLDSMITH, Werner. *Impact: The Theory and Physical Behavior of Colliding Solids*. Edward Arnold, 1960.

KANJI, M.A.; MASSAD, F.; CRUZ, P.T. "Debris Flows in Areas of Residual Soils." *International Workshop on Occurrence and Mechanism of Flows in Natural Slopes and Earth Hills*, 2003, Sorrento.

KOYANAGI, Osamu; ROKUGO, Keisuke; SAITO, Yasunori. "Ângulo de impacto e condições de umidade ou seca que provocam impacto de desgaste no concreto." *Anuário de Artigos e Relatórios de Engenharia e Concreto*, 1043, 1989.

MANUAL TÉCNICO para Concepção de Intervenções para Fluxo de Detritos, (Brasília, Edição revisada 2026). Secretaria Nacional de Proteção e Defesa Civil, 2018. (Projeto GIDES, v. 4). Projeto GIDES/JICA, Ministério da Integração e do Desenvolvimento Regional (MIDR); Agência de Cooperação Internacional do Japão (JICA).

MASSAD, Faíçal; CRUZ, P. T.; KANJI, M. A. "Debris flows em Cubatão-SP: danos em instalação industrial e em barragens-gabião." *COBRAE 2009 (Conferência Brasileira de Estabilidade de Encostas)*.

MIZUYAMA, T.; KOBASHI, S.; OU, G. "Prediction of Debris Flow Peak Discharge." *Interpraevent 1992-Bern*, p. 99.

MIZUYAMA, T.; UEHARA, Shinji. "Análise do resultado da observação sobre a profundidade e velocidade do fluxo de detritos." *Journal of the Japan Society of Erosion Control Engineering*, Vol. 37, Nº 4.

PFASFSTETTER, Otto do Departamento Nacional de Obras e Saneamento – DNOS. "As curvas IDF das regiões brasileiras." *XVI Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos (Festi, 2006)*. Artigo sobre as curvas IDF das regiões brasileiras.

POLENI, J. "De motu aquae mixto libri duo." *Typis Iosephi Comini*, Padova, 1717.

SEO, Kazumi; MIZUYAMA, Takahisa; SHIMOAZUMA, Hisami. "Relatório de testes e análise sobre materiais de amortecimento para a força de impacto do fluxo de detritos." *Doboku Kenkyu Shiryou*, Edição 2169.

TAKAHASHI, T. *Debris flow: Mechanics, Prediction and Countermeasures*. London, UK: Taylor & Francis Group, 2007.

TOYOFUKU, Toshiyasu; MATSUNAGA, Takenori; TSURUKUBO, Hiromi; TOYOFUKU, Toshihide; NAKAYAMA, Shinya. "Estudo sobre a previsão do avanço do desgaste na superfície do concreto." *Coletânea de artigos da Associação de Engenharia Civil E2 (Materiais e estruturas de concreto)*, Vol. 72, No. 4, p. 380-399, 2016.

Outras referências consultadas:

ELLINAS, C.P.; WALKER, A.C. (1983).

HOSHIKAWA et al. (1996) – *Impacto em estruturas SABO em aço (JSCE)*.

KRISTOFFERSEN et al. (2013) – *Impact against steel pipes*.

SEITETSUSHO, K. – *Manual SABO em Aço* (2009).