CAPÍTULO 2 PROJETO DE INTERVENÇÕES PARA RETENÇÃO DE FLUXOS DE DETRITROS

2.1 Visão geral do projeto de engenharia

O projeto de engenharia das intervenções para retenção de fluxos de detritos foi desenvolvido para a implementação de uma barreira sabo permeável em aço no córrego do Príncipe, situado no município de Teresópolis, instalação prioritária selecionada conforme identificou o plano de posicionamento das instalações.

Definiu-se o porte da barreira em: altura de 9,5 m, sendo 8,0 m de altura útil e 1,5 m de profundidade da ficha; comprimento da barreira de 46,5 m; espaçamento entre as peças das parte permeável em 1,6m, valor que representa o $D_{80} \times 2{,}0$.

2.1.1 Itens dimensionados

Os itens dimensionados no projeto foram: espaçamento entre as peças; definição da parte aberta; cálculo estrutural, cálculo de estabilidade, projeto da parte não transbordante conforme as regras de dimensionamento da barreira sabo impermeável.

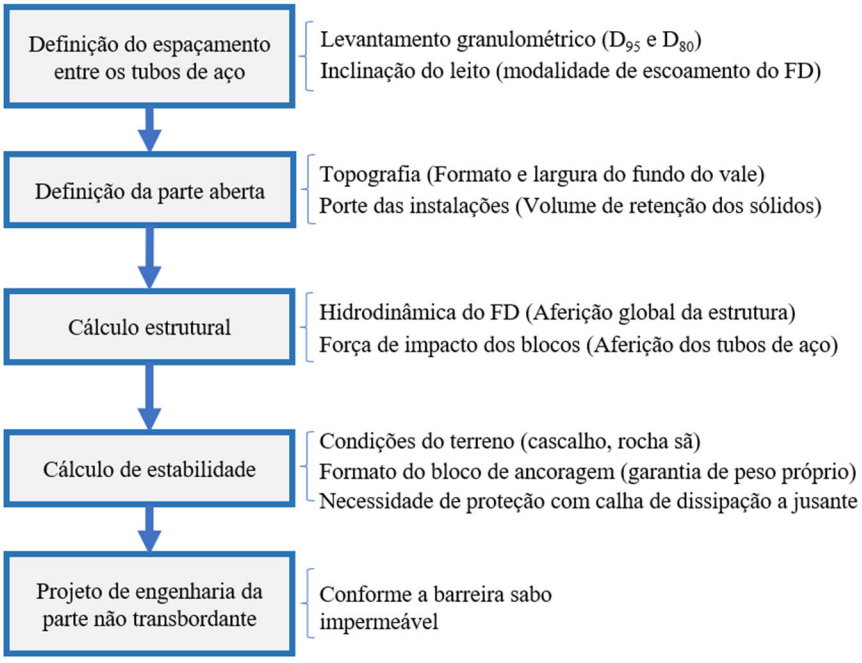
2.1.2 Etapas da elaboração do projeto de engenharia da barreira permeável

No projeto de engenharia da barreira permeável é necessário definir o formato e a dimensão de cada parte da barreira a fim de garantir a capacidade de retenção de material sólido na parte permeável e o desempenho da capacidade de carga dos tubos de aço reticulados.

Para isso, deve-se utilizar um método racional durante cada etapa da elaboração seguindo uma ordem adequada.

A Figura apresenta as etapas da elaboração do projeto de engenharia da barreira permeável.

Figura 2.1.1 Fluxograma do projeto de engenharia da barreira permeável



Fonte: Elaborado pelo Projeto Sabo

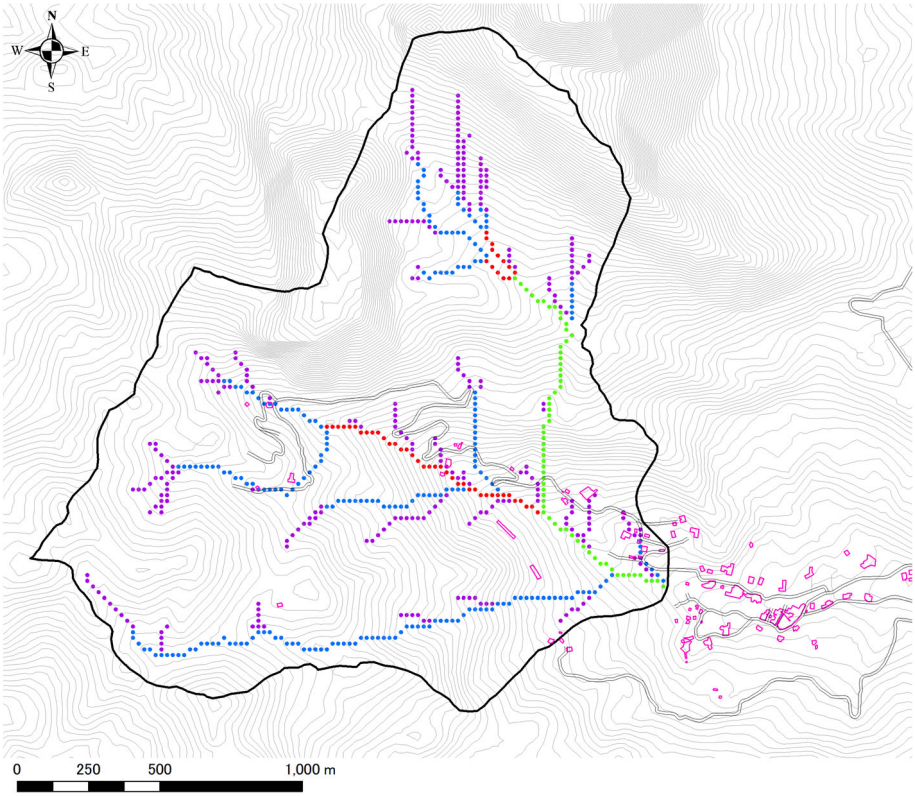
2.1.3 Localização do talvegue-alvo

O talvegue-alvo está localizado no córrego do Príncipe, no município de Teresópolis, Estado do Rio de Janeiro. A Figura 2.1.2 demonstra o mapa de sua localização.

Figura 2.1.2 Localização do talvegue-alvo



Figura 2.1.3 Mapa de detalhado da bacia-alvo



Fonte: Elaborado pelo Projeto Sabo

2.2 Levantamento de campo para a elaboração do projeto

2.2.1 Medições topográficas

A planimetria deve contemplar a topografia e os elementos importantes (construções, árvores, blocos rochosos etc.) do local onde será realizada a obra.

O eixo do levantamento deve coincidir com o eixo previsto para o fluxo de detritos, no qual devem ser posicionadas estacas para orientação do projeto quando da implantação da obra. 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 for suave, as correções devem ser feitas in loco.

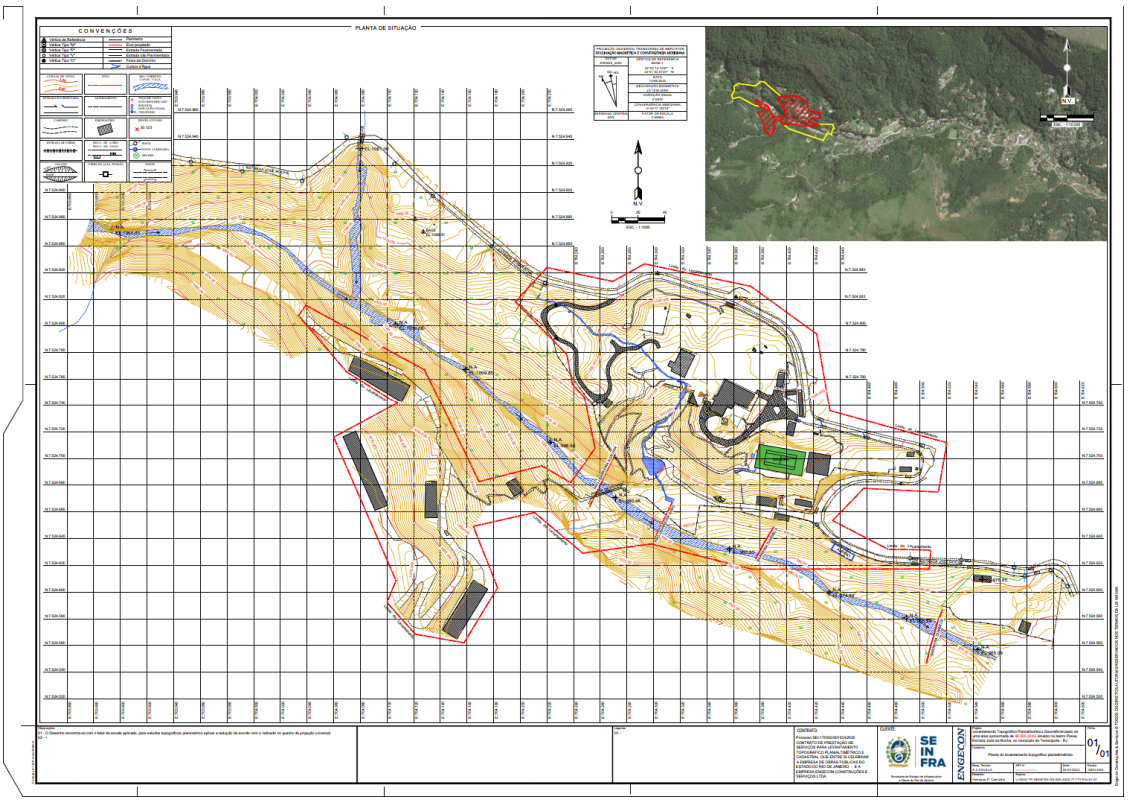
As medições longitudinais são feitas para a elaboração do perfil longitudinal. Começam na linha central do escoamento e seguem medindo a cota do terreno.

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 transversais, a partir do local onde foram colocadas as estacas identificando a linha central do escoamento, medem, em ângulo reto, o posicionamento e a altura das alterações topográficas, a fim de elaborar o desenho de perfil transversal.

As medições topográficas realizadas no sítio-piloto do município de Teresópolis abrangeram desde o local de aproximação para a via de acesso à obra, na parte jusante, até a área de influência da deposição à montante, incluindo as posições contemplados no plano de posicionamento da barreira sabo. Além disso, para verificar a influência da execução da obras aos elementos existentes, as medições foram estendidas também para perímetro residencial da margem esquerda. A Figura 2.2.1 demonstra o mapa utilizado no desenvolvimento do projeto de engenharia.

Figura 2.2.1 Mapa topográfico utilizado no projeto de engenharia

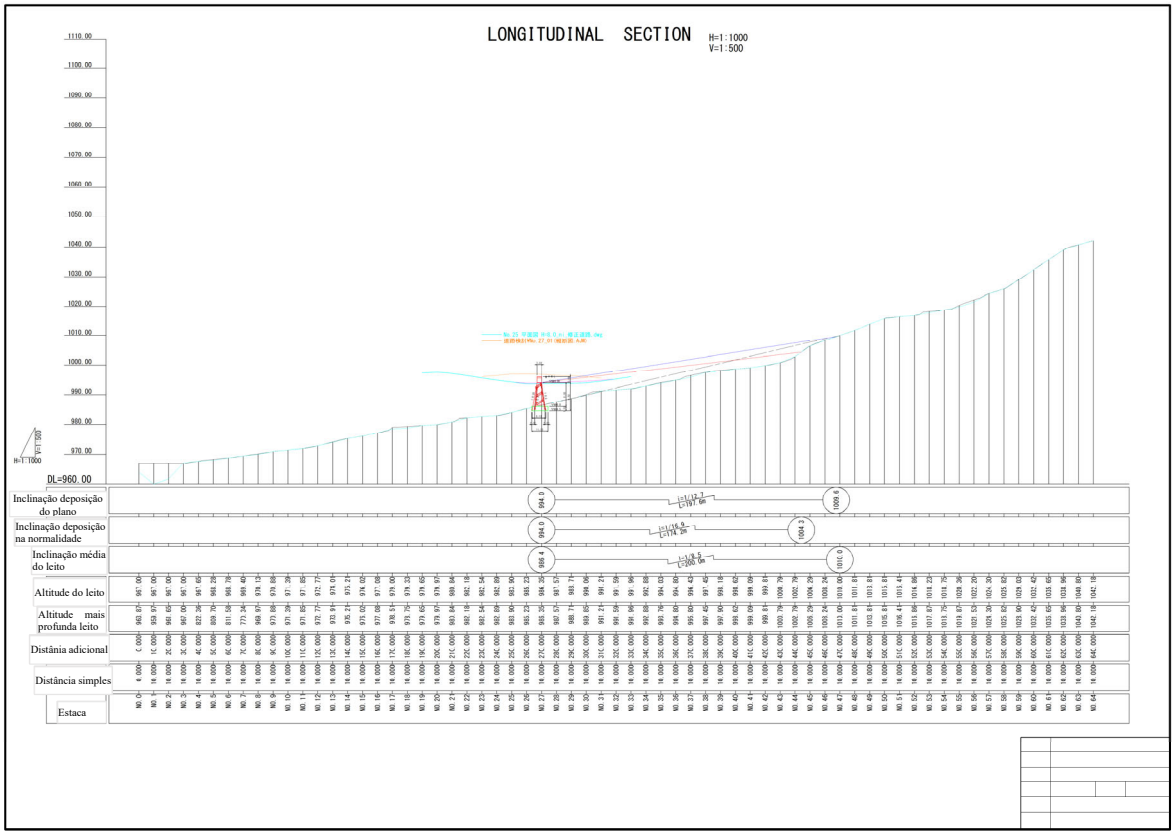


Fonte: Memorial Descritivo Projetos de Implantação de Barreira Sabo, Estruturas de Contenção, Escavações e Complementações – Comitê Técnico, COPPE/UFRJ

A Figura 2.2.2 demonstra o perfil longitudinal do relevo, elaborado com base no produto das medições realizadas.

A inclinação média do leito do talvegue por 200 m a montante do local da barreira é de 1/8,5, cuja modalidade de movimento corresponde ao trecho de deposição do fluxo de detritos, conforme estabelecido no Manual Sabo, Seção 6, Figura 6.2 - Indicação aproximada da modalidade do movimento de massa pela declividade do leito do rio.

Figura 2.2.2 Perfil longitudinal do relevo



Fonte: Elaborado pelo Projeto Sabo

2.2.2 Levantamento geológico

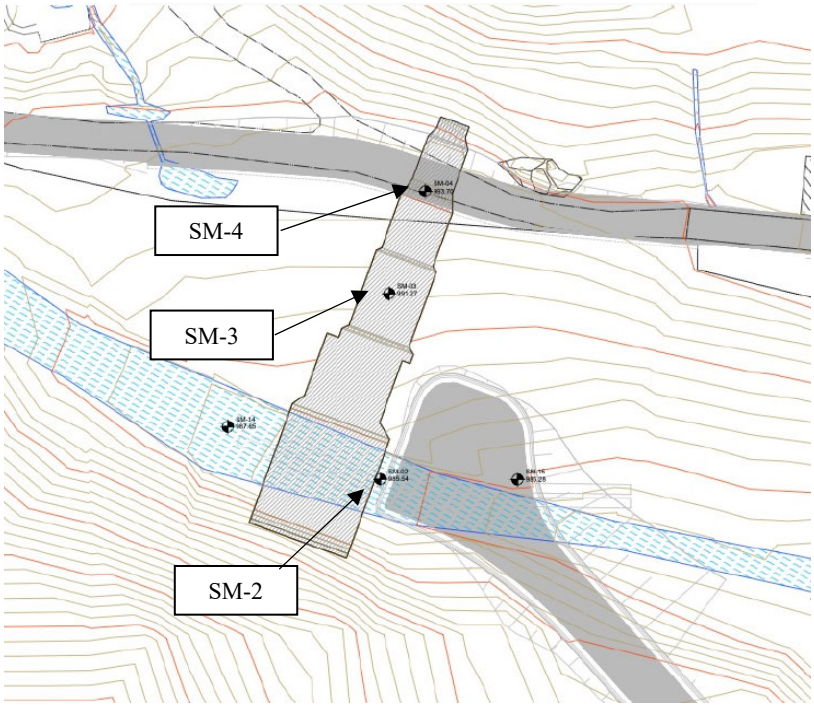
O levantamento geológico é realizado com o objetivo de identificar com precisão as feições geológicas do local da barreira.

É feita uma grade de linhas ao redor do local da barreira, para realizar o levantamento geológico sobre essas linhas ou nos pontos de interseção.

O levantamento geológico realizado no piloto de Teresópolis contou com cinco furos de sondagem, sendo um no centro do vertedouro da barreira, dois na margem esquerda, um a montante e outro a jusante do eixo da barreira. Destaca-se que a partir do leito do talvegue para a margem direita é possível identificar rocha exposta, portanto optou-se por não realizar a sondagem nesses locais.

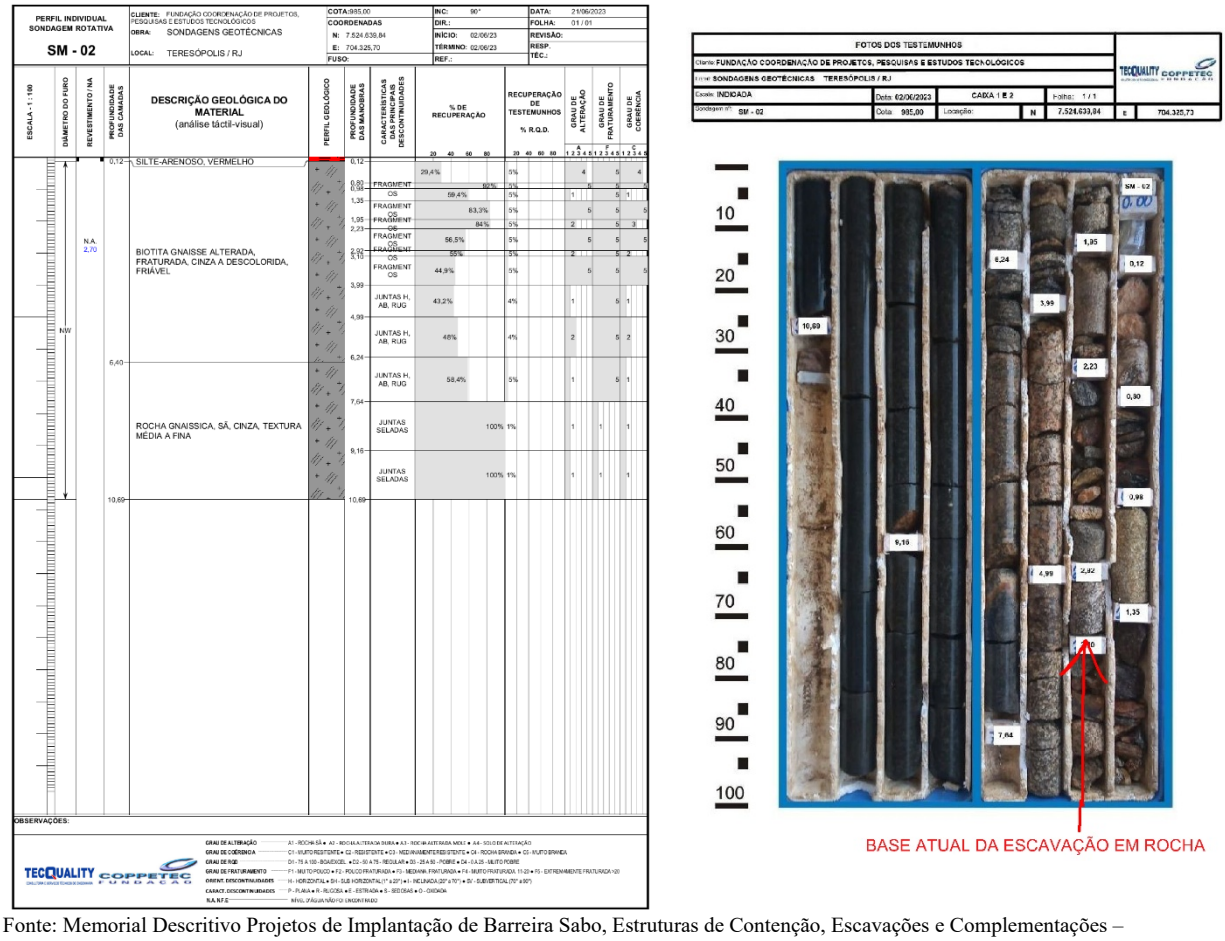
A localização dos pontos de sondagem está apresentada na Figura 2.2.3

Figura 2.2.3 Posição dos furos de sondagem



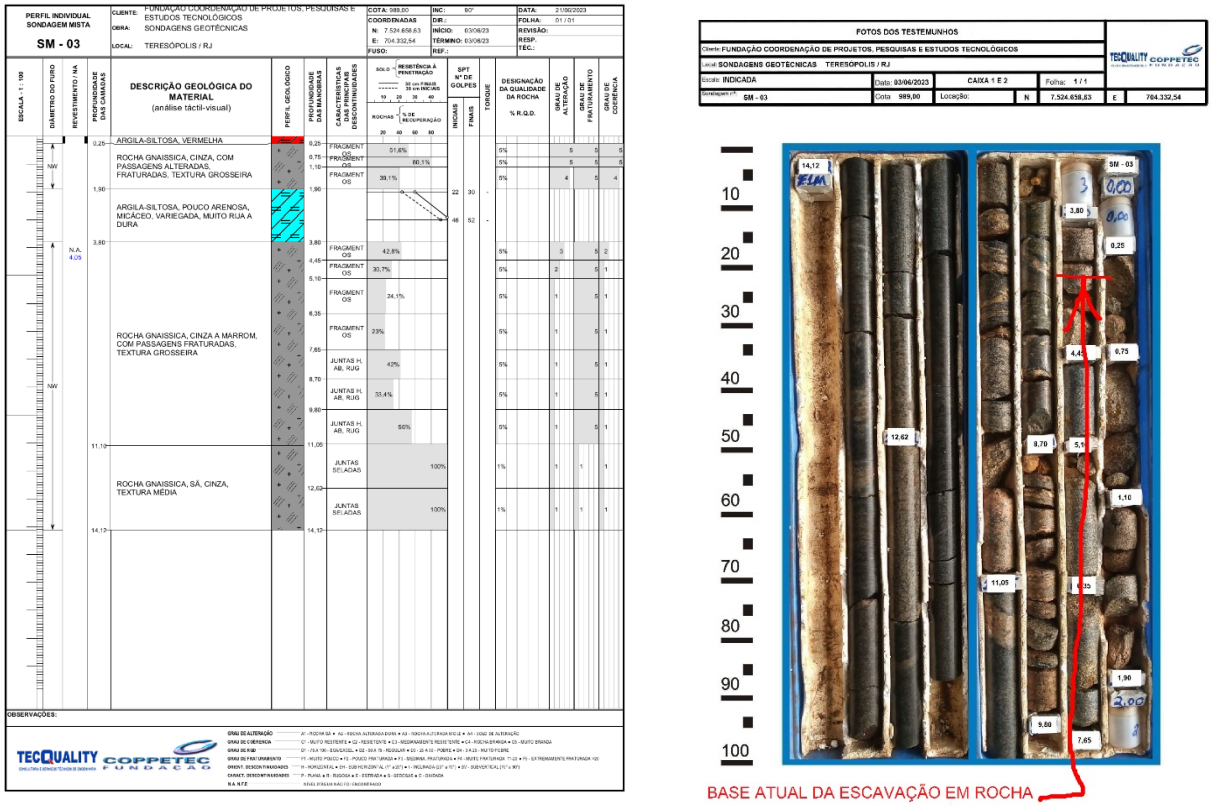
Fonte: Memorial Descritivo Projetos de Implantação de Barreira Sabo, Estruturas de Contenção, Escavações e Complementações – Comitê Técnico, COPPE/UFRJ

Figura 2.2.4 Resultado da sondagem（SM-2）



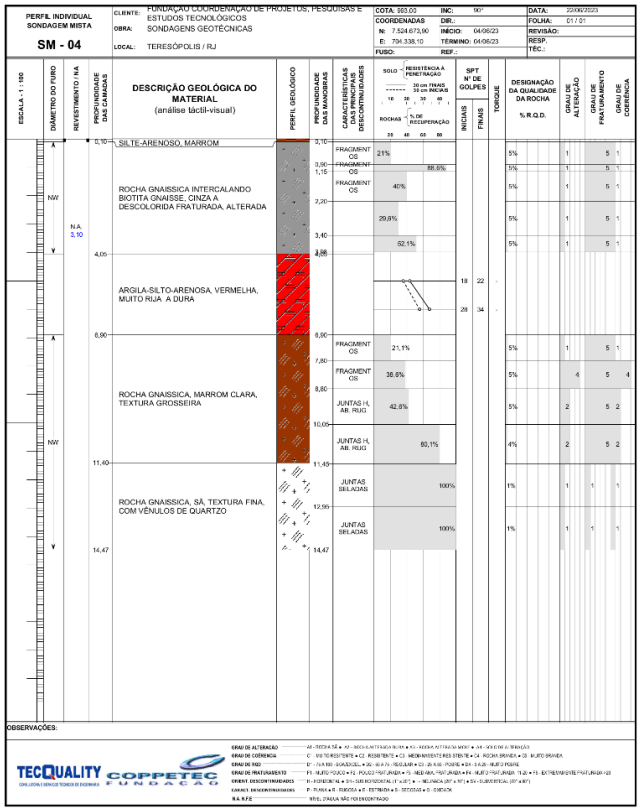
Fonte: Memorial Descritivo Projetos de Implantação de Barreira Sabo, Estruturas de Contenção, Escavações e Complementações – Comitê Técnico, COPPE/UFRJ

Figura 2.2.5 Resultado da sondagem (SM-3)



Fonte: Memorial Descritivo Projetos de Implantação de Barreira Sabo, Estruturas de Contenção, Escavações e Complementações – Comitê Técnico, COPPE/UFRJ

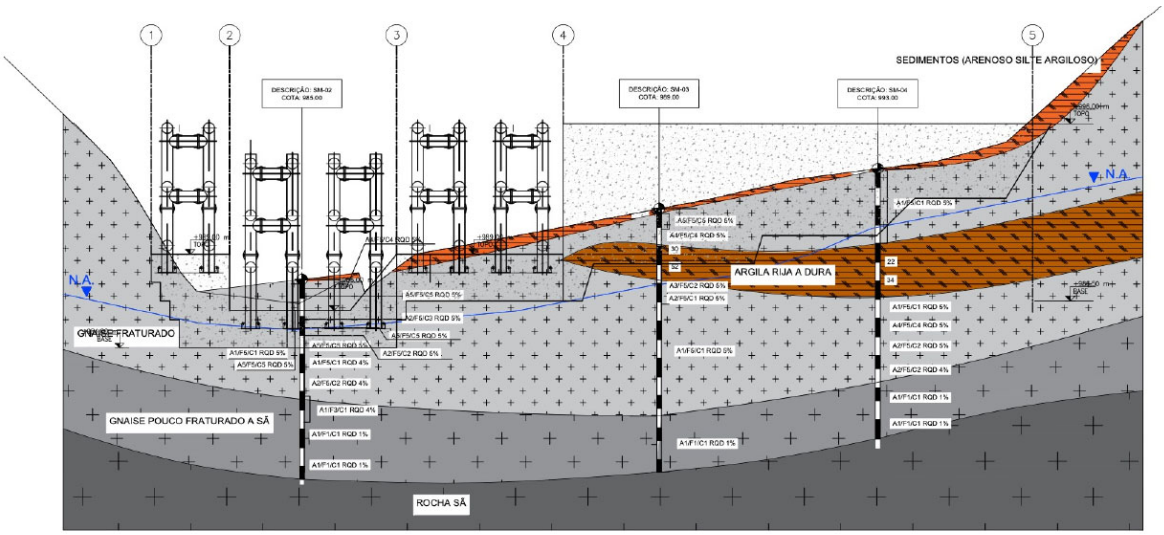
Figura 2.2.6 Resultado da sondagem (SM-4)





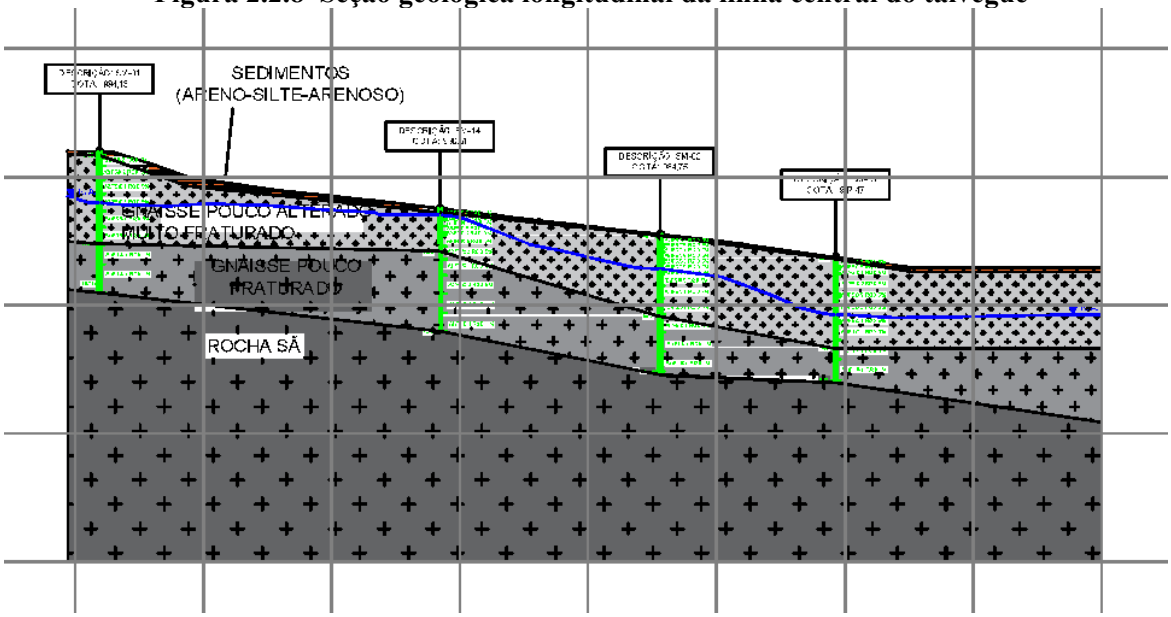
Fonte: Memorial Descritivo Projetos de Implantação de Barreira Sabo, Estruturas de Contenção, Escavações e Complementações – Comitê Técnico, COPPE/UFRJ

Figura 2.2.7 Seção geológica transversal do eixo da barreira



Fonte: Memorial Descritivo Projetos de Implantação de Barreira Sabo, Estruturas de Contenção, Escavações e Complementações – Comitê Técnico, COPPE/UFRJ

Figura 2.2.8 Seção geológica longitudinal da linha central do talvegue



Fonte: Memorial Descritivo Projetos de Implantação de Barreira Sabo, Estruturas de Contenção, Escavações e Complementações – Comitê Técnico, COPPE/UFRJ

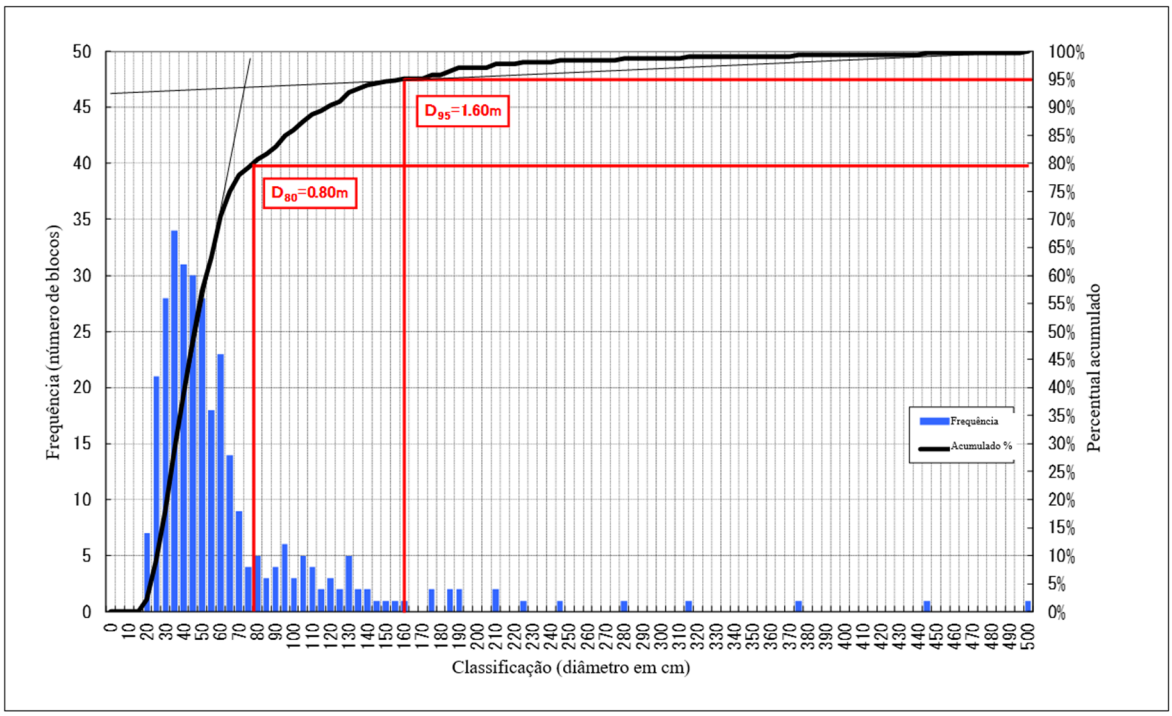
2.2.3 Levantamento da granulometria do depósito

Foi realizada a granulometria de mais de 200 blocos rochosos grandes, existententes no perímetro de 200 m a montante e 200 m a justante do local planejado para a barreira sabo piloto de Teresópolis. A Figura 2.2.9 apresenta o histograma e a curva acumulada da granulometria dos blocos.

Com base nessa curva, o equivalente a 80% (D_{80}), em valores acumulados, é o diâmetro usado para definir o espaçamento entre as peças e 95% (D_{95}) será o diâmetro usado para calcular a carga de impacto dos blocos. D_{95}.

A análise do levantamento granulométrico resultou na definição do D_{80}, correspondente a 80% do diâmetro acumulado, em 0,80 m, e do D_{95}, correspondente a 95% do diâmetro acumulado, em 1,60 m.

Figura 2.2.9 Histograma e Curva acumulada da granulometria dos blocos



Fonte: Elaborado pelo Comitê Técnico

2.3 Solicitações de Projeto

2.3.1 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:

(1) Peso próprio

(2) Solicitação hidrodinâmica do fluxo de detritos

(3) Colisão de blocos e troncos carreados

(4) Pressão hidrostática

(5) Empuxo

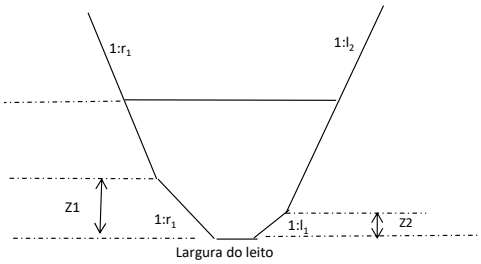
(6) Variação de temperatura

Abaixo demonstram-se os valores empregados, desde a vazão de pico do fluxo de detritos, o cálculo das especificidades do fluxo de detritos, as condições de projetos e os resultados dos respectivos cálculos.

Figura 2.3.1 Topografia, geologia e condições da barreira

①Topografia, geologia e condições da barreira

Símbolo	Item	Unidade	Valor
Condições topográficas			
B1	Largura do leito	m	0,0
$1:r_1$	Inclinação da margem direita, seção do escoamento (jusante)		2,9
$1:r_2$	Inclinação da margem direita, seção do escoamento (montante)		1,3
$1:l_1$	Inclinação da margem esquerda, seção do escoamento (jusante)		5,8
$1:l_2$	Inclinação da margem esquerda, seção do escoamento (montante)		0,5
z1	Ponto de mudança da inclinação no lado da margem direita	m	1,4
z2	Ponto de mudança da inclinação no lado da margem esquerda	m	0,8
θ	Inclinação atual do leito do canal		1/8,5



Fonte: Elaborado pelo Projeto Sabo

Figura 2.3.2 Topografia, geologia e condições da barreira

①Topografia, geologia e condições da barreira

Símbolo	Item	Unidade	Valor
	Condições da vazão		
A	Área da bacia hidrográfica	km^2	3,19
P_{24}	Chuva de 24h (ou chuva diária)	mm	199
	Condições do corpo da barreira		
H	Altura do corpo	m	9,5
B	Comprimento da soleira do vertedouro	m	3,0
m	Inclinação do paramento de montante		0,30
n	Inclinação do paramento de jusante		0,35
B1	Comprimento da soleira do vertedouro	m	22,0
	Inclinação da lateral do vertedouro		0
	Condições dos sedimentos		
V_{dqp}	Volume de sólidos estimado para escoar em um único evento de fluxo de detritos	m^3	49.320
d_{95}	Diâmetro máximo dos blocos	m	1,6
	Constantes do terreno		
τ_0	Resistência ao cisalhamento do terreno		2000
f	Coeficiente de atrito		1,00
qu	Capacidade de suporte admissível do terreno	kN/m^2	4000
n	Fator de segurança ao deslizamento		1,5

①Topografia, geologia e condições da barreira

Símbolo	Item	Unidade	Valor

Fonte: Elaborado pelo Projeto Sabo

Figura 2.3.3 Constantes de Projeto

②Constantes de projeto

				Manual
We	Peso específico do concreto	kN/m^3	22,6	-Seção 3, Capítulo 2.2 - Peso próprio
Wo	Peso específico da água com sedimentos	kN/m^3	12	-Seção 3, Capítulo 2.3 - Pressão Hidrostática
σ	Concentração dos blocos	kN/m^3	25,5	-Seção 3, Capítulo 2.5 - Cargas do fluxo de detritos
ρ	Densidade da água com sedimentos	kN/m^3	12	-Seção 3, Capítulo 2.5 - Cargas do fluxo de detritos
γs	Peso específico do material sedimentado na água	kN/m^3	8,2	-Seção 3, Capítulo 3.2 - Método do cálculo da estabilidade
K_{f1}	Coeficiente do escoamento		0,85	-Seção 3, Capítulo 1.2.2 Vazão da água
C	Coeficiente da vazão		0,6	-Seção 4, Capítulo 3.4.1 Lâmina d'água de projeto
g	Aceleração gravitacional	m/s^2	9,81	-Seção 3, Capítulo 2.5 - Cargas do fluxo de detritos
C_*	Capacidade de concentração de sólidos depositados no leito do canal		0,6	- Seção 3, Capítulo 1.3.2 - Vazão total do fluxo de detritos
Kn	Coeficiente de rugosidade (curso natural do rio, parte frontal)		0,1	-Seção 3, Capítulo 2.5 - Cargas do fluxo de detritos
C	Coeficiente de empuxo		0,3	-Seção3, Capítulo 2.4 - Pressão de deposição
ϕ	Ângulo de atrito interno do material sedimentado	deg	35,0	-Seção3, Capítulo 2.4 - Pressão de deposição
τ_c	Força de cisalhamento do concreto		2.560	-Seção 3, Capítulo 3.1.2 - Estabilidade ao deslizamento

*Destaca-se que deve ser adotado o menor valor entre a resistência ao cisalhamento do terreno da fundação e a força de cisalhamento do concreto.

Nestes cálculos foi adotado o valor de $2000kN/m^2$ como resistência ao cisalhamento do terreno da fundação.

Fonte: Elaborado pelo Projeto Sabo

2.3.2 Cálculo da vazão de pico do fluxo de detritos

(1) Cálculo da vazão total do fluxo detritos

a) Concentração do FD

Tabela de especificações

Símbolo	Item	Unidade	
σ	Concentração dos blocos	kg/m^3	2.602
ρ	Densidade da água com sedimentos	kg/m3	1.200
Wo	Peso específico da água com sedimentos	kN/m3	12,00
ϕ	Ângulo de atrito interno do material sedimentado	deg	35,0
d	Diâmetro máximo dos blocos	m	1,60
tg θ	Inclinação do leito do canal		1/5,5
C*	Capacidade de concentração dos sólidos do material sedimentado		0,60
Kn	Coeficiente de rugosidade (curso natural do rio, parte frontal)		0,10
B	Largura do leito	m	19,2
Vdqp	Volume de sólidos estimado para escoar em um único evento de fluxo de detritos	m3	49.320

A concentração do fluxo de detritos é obtida pela fórmula de igual concentração (Fórmula Takahashi).

$$Cd = \frac{\rho \cdot \tan\theta}{(\sigma-\rho) \cdot (\tan\phi - \tan\theta)}$$

ρ ; Densidade da água com sedimentos

θ ; Inclinação atual do leito do canal 10,30 (graus (i=1/5,5)

σ ; Concentração dos blocos

ϕ ; Ângulo de atrito interno do material sedimentado

$$= \frac{1.200 \times \tan 10,30}{(2.602 - 1.200) \times (\tan 35,0 - \tan 10,30)}$$

= 0,30 (Arredondar a segunda casa decimal para cima se for acima de 5, desprezar de 4 para baixo)

Uma vez que 0,3≦Cd≦0,54

Cd = 0,30

b) Volume de sólidos estimado para escoar em um único evento de fluxo de detritos

Para volume de sólidos estimado para escoar em um único evento de fluxo de detritos, Vdqp, com base nos resultados dos cálculos abaixo, adota-se o menor valor da comparação do volume potencialmente instável nas encostas e ao longo do talvegue e do volume potencial de material transportável pelas chuvas.

Vdqp = 49320 m^3

A partir da capacidade de transporte da bacia hidrográfica, calcula-se o volume potencial de material transportável pelas chuvas através da fórmula abaixo.

$$V_{dy2} = \frac{10^3 \cdot P_p \cdot A}{1 - K_v} \cdot \left(\frac{C_d}{1 - C_d}\right) \cdot K_{f2}$$

P_p: Volume de precipitação diária acumulada (mm) para o tempo de recorrência	199	mm
A: Área da bacia (km^2)	3.19	km^2
K_v: Porosidade do material sedimentado	0.40	
C_d: Concentração do fluxo de detritos	0.30	
Kf2: Fator de correção do escoamento 0,05(logA−2,0)^2+0,05 (0,1≦ Kf2≦0,5)	0.16	

$$Vdy2 = \frac{10^3 \times 199 \times 3.19}{1 - 0.40} \times \left(\frac{0.30}{1 - 0.30}\right) \times 0.16$$

$$Vdy2 = 1058016.667 \times 0.43 \times 0.16$$

Vdy2 = 72,550 m^3

c) Volume total do fluxo de detritos.

O volume total do fluxo de detritos, é obtido a partir do volume de material escoado em um único evento do fluxo de detritos e da concentraçã o do fluxo de detritos.

$$\Sigma Q = \frac{Vdqp \times C*}{Cd}$$

Vdqp : Volume de sólidos carreados = 49,320 m^3

C* : Capacidade de concentração dos sólidos do material sedimentado = A partir de 0.60

$$\Sigma Q = \frac{Vdqp \times C*}{Cd} = \frac{49{,}320 \times 0.6}{0.30} = 98{,}640$$

Σ Q= 98,640 (m^3)

(2) Vazão de pico do fluxo de detritos (Qsp)

Com base em dados observacionais de eventos pretéritos, obtém-se a vazão de pico do fluxo de detritos através da fórmula de correlação.

$$Qsp = 0{,}002 \times \Sigma Q$$

$$Qsp = 0{,}002 \times \Sigma Q = 0{,}002 \times 98.640 = 197{,}3$$

Qsp= 197,3 (m^3/sec) (Arredondar para cima na primeira casa decimal)

2.3.3 Cargas do fluxo de detritos

Tabela de especificações

Item	Especificação			
	Símbolo	Unidade	Valor	
Vazão de pico do fluxo de detritos	Qsp	m^3/s	197,3	
Coeficiente de rugosidade (curso natural do rio, parte frontal)	Kn		0,1	
Inclinação atual do leito do canal	θ	deg	6,71	（ｉ＝1／3,0）
Peso específico da água com sedimentos	W0	kN/m^3	12,0	
Concentração do fluxo de detritos	Cd		0,30	
Concentração dos blocos	σ	kg/m^3	2600	
Densidade da água com sedimentos	ρ	kg/m^3	1200	

Fonte: Elaborado pelo Projeto Sabo

(1) Velocidade e altura da lâmina d'água do fluxo de detritos

a) Seção do talvegue a montante do local do projeto da barreira

A seção do talvegue a montante do local do projeto da barreira tem o formato abaixo.

B1 : Largura do leito

$1:r_1$: Inclinação da margem direita, seção do escoamento (lado inferior)

$1:r_2$: Inclinação da margem direita, seção do escoamento (lado superior)

$1:l_1$: Inclinação da margem esquerda, seção do escoamento (lado inferior)

$1:l_2$: Inclinação da margem esquerda, seção do escoamento (lado superior)

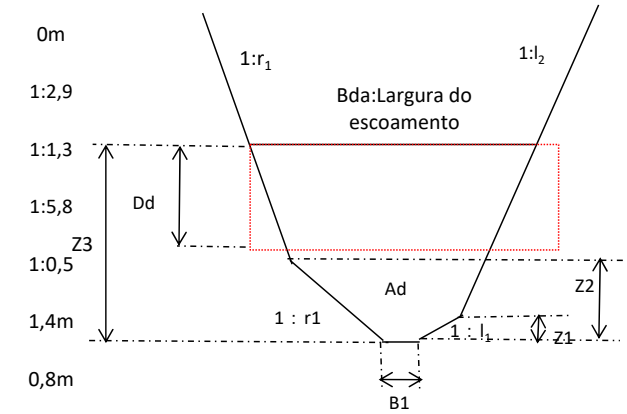
z1 : Ponto de mudança da inclinação do lado mais baixo entre as margens direita e esquerda

z2 : Ponto de mudança da inclinação do lado mais alto entre as margens direita e esquerda

z : Superfície da lâmina d'água do fluxo de detritos

Bda : Largura do escoamento

$$Bda = \begin{cases} n_{r1} \times z + n_{l1} \times z & (0<z<z1) \\ n_{r1} \times z + n_{l2} \times z & (z1<z<z2) \\ n_{r2} \times z + n_{l2} \times z & (z2<z) \end{cases} \quad \cdots (1)$$



b) Velocidade e altura da lâmina d'água do fluxo de detritos

A velocidade do fluxo de detritos U é obtida pela fórmula abaixo.

$$U = \frac{1}{Kn} \cdot Dd^{2/3} \cdot (\sin\theta)^{1/2} \quad \cdots(2)$$

A altura da lâmina d' água do fluxo de detritos Dd é obtida pela fórmula abaixo.

$$Dd = Ad \,/\, Bda \quad \cdots(3)$$

Ad : Área da seção do escoamento

Ad= Ad1 (0<z<z1)
Ad2 (z1<z<z2)
Ad3 (z2<z)

Obtém-se a altura da lâmina de modo que a altura da lâmina d' água do fluxo de detritos Dd seja correspondente à vazão de pico do fluxo de detritos Qsp, conforme abaixo.

$$Q_{special} = U \cdot Ad \quad \cdots(4)$$

Demonstram-se abaixo os cálculos realizados a partir das fórmulas (1), (2), (3), (4), que resultam em z onde $Q_{special}$ correspondente a Qsp.

z= 3,87m

Demonstram-se abaixo os resultados dos cálculos da altura da lâmina d'água Dd e da velocidade U do fluxo de detritos, obtidos a partir de z.

Dd= 1,94 m

U= 5,32 m/s

(2) Peso específico do fluxo de detritos

O peso específico do fluxo de detritos γd é obtido pela fórmula abaixo.

γd = (σ×Cd) + {ρ×(1 - Cd)}
= { (2.602 × 0,54) +(1.224 × (1- 0,54) } ×9,81/1000
= 15,89 kN/m^3

(3) Hidrodinâmica do fluxo de detritos

A hidrodinâmica do fluxo de detritos F é obtida pela fórmula abaixo.

$$F = \alpha \cdot \frac{\gamma_d}{g} \cdot Dd \cdot U^2$$

$$= 1,0 \times \frac{19,31}{9,81} \times 0,37 \times 2,90^2$$

= 88,60 (KN／m)

(4) Peso específico do material sólido de dentro do fluxo de detritos

O peso específico do material sólido de dentro do fluxo de detritos ρdi é obtido pela fórmula abaixo.

ρdi＝γd－Wo

ρdi ＝ 19,31 － 12,00

＝ 3,89 (kN/m3)

2.4 Projeto de engenharia da barreira permeável

2.4.1 Definição do espaçamento entre os tubos de aço

A inclinação atual do leito do talvegue na posição em que o projeto de engenharia da barreira sabo está sendo desenvolvido é de 1/8,5, sob a ótica da modalidade de escoamento do fluxo de detritos, corresponde ao trecho de deposição do fluxo de detritos. O espaçamento líquido das peças metálicas que são instaladas no trecho de deposição do fluxo de detritos precisa ser menor que o D80, a fim de garantir a retenção dos blocos e dos troncos carreados contidos no movimento.

Contudo,

- No fluxo de detritos ocorrido em 2011, confirmou-se que houve carreamento de blocos gigantes, com diâmetro próximo ao D_{95} no local planejado para a barreira sabo em Teresópolis, portanto pode-se estimar que blocos muito grandes podem chegar até o local do plano.
- Do ponto de vista do planejamento sabo, previu-se que as barreiras dinâmicas a jusante, instaladas pelo INEA, também reterão material, logo é necessário permitir a passagem de material que possa ser retido por essas estruturas.

Por essas razões, já tendo ocorrido, de fato, o atingimento de fluxos de detritos, julgou-se apropriado definir o espaçamento entre as peças em D80×2,0.

Uma vez que o levantamento granulométrico resultou no D80=0,80 m, a definição do espaçamento da parte permeável foi feita conforme abaixo:

Ao calcular o espaçamento líquido entre as peças a partir do espaçamento entre centro dos pilares:

espaçamento líquido entre as peças ＝ espaçamento entre o centro dos pilares － diâmetro do tubo

＝2,20 － 0,60

＝1,60（m） ≦ 2,0×D80（＝0,8）＝1,6（m）

2.4.2 Definição da parte aberta

Para reter o fluxo de detritos e os troncos de maneira eficaz, a parte aberta da barreira deve ser a mais larga possível. Além disso, deve ter um formato que possibilite escoar as pequenas e médias cheias, assim como a água nos períodos de normalidade. Em períodos de normalidade o vertedouro da barreira é a parte aberta e deve ser adequadamente estabelecida de forma a possibilitar o escoamento de forma adequada. Os tubos de aço devem ser espaçados visando reter o fluxo de detritos de maneira efetiva e seu formato definido levando em conta a modalidade de escoamento dos sólidos e a topografia.

(1) Formato da parte aberta

A parte aberta da barreira é constituída pela parte permeável onde é posicionada a estrutura metálica reticulada, que retém o fluxo de detritos e os troncos carreados, e pelo bloco de ancoragem de concreto. Para reter o fluxo de detritos e escoar a água nos períodos de normalidade ou de pequenas e médias cheias, o formato da parte aberta deve ser definido conforme abaixo:

a) Largura da parte aberta

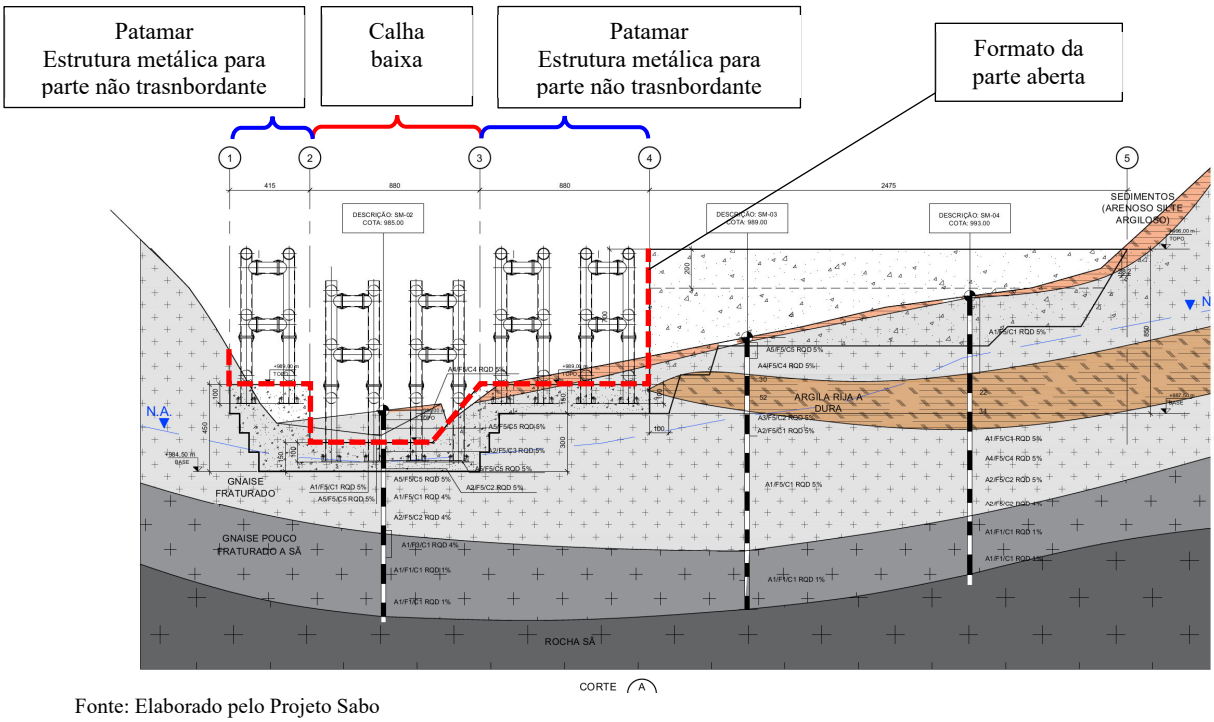
A seção geológica transversal da posição planejada da barreira apresenta um patamar no relevo da margem esquerda, enquanto o eixo do escoamento encontra-se deslocado para a margem direita.

Dessa forma, considerando a largura do vale no atual relevo e estimando que o fluxo de detritos possa escoar por esse eixo, a parte aberta da barreira permeável foi definida com a maior largura possível.

Essa largura do eixo do escoamento foi definida como largura da calha baixa, no patamar também foi posicionada a parte aberta, decidindo-se criar uma seção secundária.

As peças metálicas posicionadas no patamar compõem a estrutura metálica não transbordante.

Figura 2.4.1 Formato da parte aberta



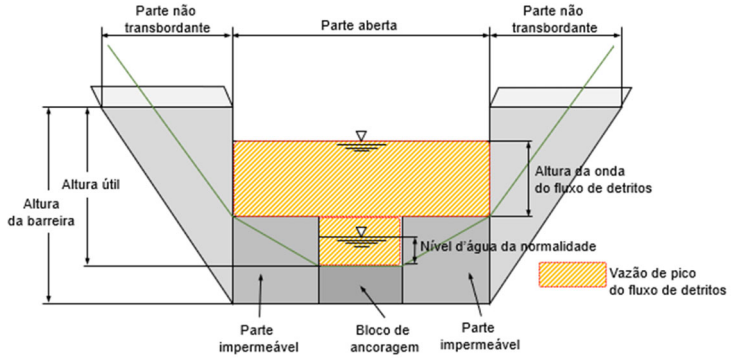
Fonte: Elaborado pelo Projeto Sabo

b) Altura da parte aberta

A altura do topo (igual a altura do corpo) da parte aberta da barreira, conforme ilustrado na Figura 2.4.2, 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 seção da parte transbordante (no sentido de sua altura) deve ter porte adequado ao volume de pico do fluxo de detritos. Em termos concretos, a seção da parte transbordante (no sentido da altura), deve ser definida maior que a lâmina d`água dos períodos de cheia, bem como de quando da ocorrência do fluxo de detritos.

Figura 2.4.2 Altura da parte permeável



Fonte: Elaborado pelo Projeto Sabo

A partir do volume de retenção do plano, a altura da parte permeável da barreira sabo planejada foi definida em 8,0 m. Considerando a profundidade da lâmina d'água dos momentos de fluxos de detritos de 1,94 m, a altura da parte aberta é suficiente.

c) Altura do bloco de ancoragem

A altura do bloco de ancoragem deve ser a menor possível, a fim de evitar erosões a jusante da barreira.

Considerando a existência de declividade no leito do talvegue, e de modo a evitar, tanto quanto possível, que a extremidade jusante da face superior do bloco de ancoragem não ultrapasse a cota do leito atual, definiu-se essa face na altitude EL＝986,0 m na posição do eixo da barreira.

(2) Parte 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, levando em consideração a topografia, as condições das margens e a direção do escoamento do curso d'água tanto a montante como a jusante da barreira.

a) Largura da base do vertedouro

A largura da base do vertedouro deve ser a mesma da parte transbordante (permeável).

Entretanto, dependendo a topografia ou da vazão, não é necessário adequar à largura da parte não transbordante.

Seguindo a orientação acima, a fim de igualar a largura da parte transbordante (permeável) à da base do vertedouro, na barreira sabo planejada a dimensão fica em 8,8 m. Ao adotar essa largura, a profundidade da lâmina d'água de projeto será de 3,5 m, acarretando grande impacto na cota da implantação da via de manutenção da margem esquerda.

Quando, na posição prevista para a barreira sabo, a vazão de pico do fluxo de detritos for relativamente alta, do ponto de vista geomorfológico do vale, parte do patamar também pode ser considerada seção de escoamento do fluxo de detritos. Desse modo, decidiu-se não campatibilizar a largura da base do vertedouro à largura da parte transbordante, permeável, adotando-se a mesma largura da parte aberta, ou seja, a largura da base do vertedouro ficou idêntica à da parte aberta, que é 22,0 m.

b) Altura do vertedouro

A altura do vertedouro é definida pela lâmina d'água prevista na vazão de projeto, não sendo necessário garantir a altura de borda livre.

Na definição da altura deve-se adotar o maior valor, comparando a profundidade do escoamento do fluxo de detritos, calculada pela vazão de projeto (cálculo feito utilizando a inclinação de deposição de projeto) e o D95 dos blocos.

Enquanto não ocorre o preenchimento total dos sólidos, a água escoa através da parte aberta, por isso não há transbordamento pelo vertedouro até que o fluxo de detritos seja retido e ocorra o preenchimento total de sólidos. Mesmo depois do preenchimento, como existe a premissa de realizar a remoção do material, o transbordamento pelo vertedouro não será por um período muito longo. Além disso, caso a estrutura reticulada seja posicionada na parte não transbordante, haverá escoamento de água pela parte não transbordante, mesmo após o preenchimento total de sólidos, por essa razão não é necessário considerar a borda livre.

Abaixo, demonstram-se os resultados do dimensionamento da altura do vertedouro, quando adotada a largura da base do vertedouro de 22,0 m.

2.4.3 Altura da lâmina d'água transbordante para a vazão de pico do fluxo de detritos (Qsp)

Tabela de especificações

Item	Especificação		
	Símbolo	Unidade	Valor
Vazão de pico do fluxo de detritos	Qsp	m^3/s	197,3
Coeficiente de rugosidade (curso natural do rio, parte frontal)	Kn		0,1
Inclinação de deposição de projeto	θ	deg	4,47
Comprimento da soleira do vertedouro	B1	m	22,0
Inclinação da lateral do vertedouro	m		0,0

A vazão do fluxo de detritos (Qsp) que pode ser escoada através desta seção é representada como U・Ad.

Qsp=U・Ad

Onde:
z : Altura da lâmina d'água transbordante(m) do fluxo de detritos
U : Velocidade do fluxo de detritos (m/s)
Bda : Largura do escoamento (m)
Ad: Área da seção do escoamento (m^2)
Dd : Altura da lâmina d'água do fluxo de detritos (m)

É possível obter U・Bda・Ad・Dd com a função de z pela seguinte fórmula:

$U = 1/Kn \cdot Dd^{2/3} \cdot (\sin\theta)^{1/2}$ $\sin\theta$ 0,08

Dd= Ad/Bda
Ad= (B1+m×z)×z
Bda= B1+2×m×z

Quando a altura da lâmina d'água transbordante z for 1,99m

Qsp= 43,78 ×4,50
= 197,0 < 197,3 ・・・・・ NOT GOOD

(Arredondar para baixo na primeira casa decimal)

U= 1/0,1 ×1,99 $^{2/3}$× 0,08 $^{1/2}$= 4,5
Dd= 43,75/ 22,00 = 1,99
Ad= (22,0 ×1,99 = 43,75
Bda= = 22,00

(U,Dd,Ad,Bda: Arredondar a segunda casa decimal para cima se for acima de 5, desprezar de 4 para baixo)

Quando a altura da lâmina d'água transbordante z for 2,00m

Qsp= 44 ×4,50
= 198,0 ≧ 197,3 ・・・・・ GOOD

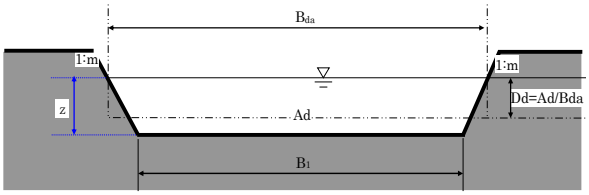
(Arredondar para baixo na primeira casa decimal)

U= 1/0,1 ×2,00 $^{2/3}$× 0,08 $^{1/2}$= 4,5
Dd= 44,00/ 22,00 = 2,00
Ad= (22,0 ×2,00 = 44,00
Bda= = 22,00

(U,Dd,Ad,Bda: Arredondar a segunda casa decimal para cima se for acima de 5, desprezar de 4 para baixo)

Dessa forma, o valor da altura da lâmina d'água transbordante z da vazão de pico do fluxo de detritos é definido conforme abaixo.

z= 2,0 m



Formato da seção do vertedouro

2.4.4 Altura da lamina d'água de projeto

Adota-se o maior valor dentre os valores de altura da lâmina d'água transbordante, apresentados na tabela abaixo, como altura da lamina d'água de projeto.
Logo, adotou-se a altura da lamina d'água de projeto de 2m.

Modos de cálculo usados para calcular a altura da lâmina d'água transbordante

No	Item	Altura da lâmina d'água (m)	
~~1~~	~~Valor da altura da lâmina d'água transbordante para a vazão que considera o solo carreado~~	~~0,8~~	
2	Valor da altura da lâmina d'água transbordante para a vazão de pico do fluxo de detritos	2,0	max
3	Diâmetro máximo dos blocos	1,6	

Dimensionamento do vertedouro

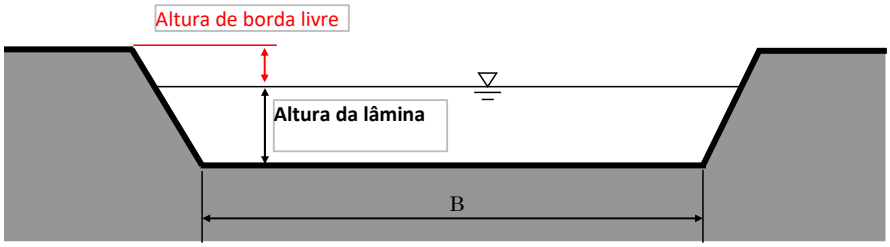
Tabela de especificações

Item	Especificação		
	Símbolo	Uni.	Valor
Vazão de pico do fluxo de detritos	Qsp	m^3/s	24,2
Inclinação de deposição de projeto	θ	deg	12,53
Comprimento da soleira do vertedouro	B1	m	8,0
Inclinação da lateral do vertedouro	m		0,5

Altura do vertedouro

A altura do vertedouro é a altura da lamina d'água de projeto somada à altura de borda livre

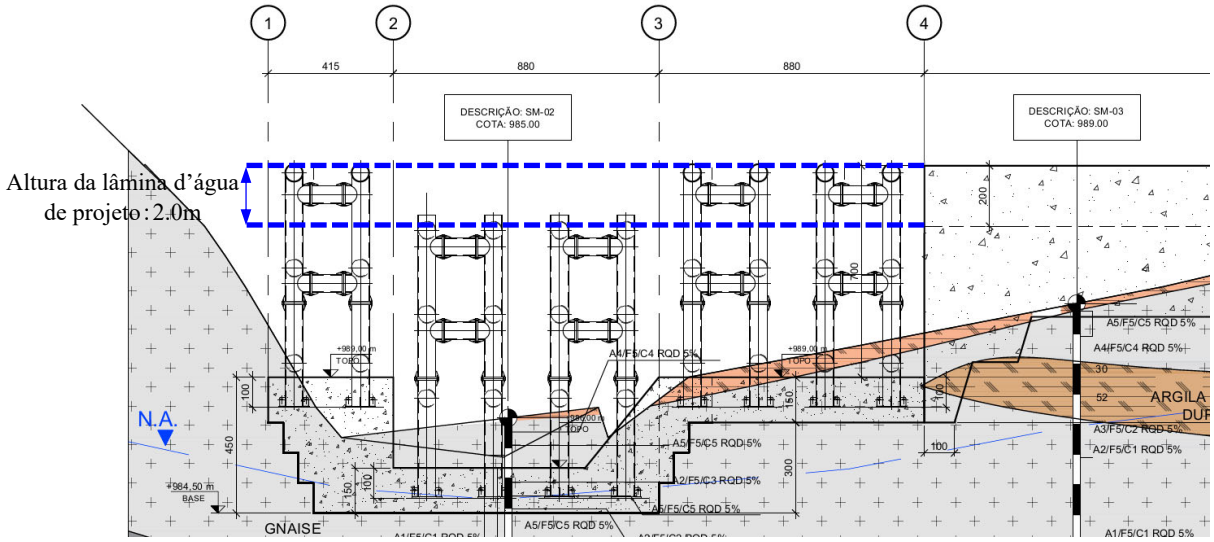
Altura do vertedouro: 2 + 0 = 2,0 m



Formato da seção do vertedouro

Fonte: Elaborado pelo Projeto Sabo

Figura 2.4.3 Resultado da definição da altura da lâmina d'água



Fonte: Elaborado pelo Projeto Sabo

2.5 Cálculo estrutural

2.5.1 Projeto de engenharia dos tubos de aço reticulados

(1) Espessura mínima da chapa

As peças em aço utilizadas nesta obra de retenção têm a espessura de chapa superior a 8 mm, sendo que das peças estruturais que sustentatam a altura da barreira, para aquelas nas quais se estima a colisão dos blocos rochosos, a espessura da chapa é superior a 22 mm, além de a razão espessura e raio ter sido definida em D/t<30, prevendo espessura de corrosão e margem adicional.

・Tubos de aço nos quais é estimada a colisão dos blocos
D＝600mm
T＝22mm
Logo, D/t＝600/22 ≒ 27,3＜30

O dimesndionamento da colisão dos blocos grandes na barreira Tipo S é verificado pela Fórmula de Ellinas Revisada. Ainda, as especificações dos tubos de aço são utilizadas nos cálculos estruturais e os esforços atuantes na seção são verificados.

(2) Peças tubulares

No projeto foram adotados os seguintes valores para a espessura de corrosão e a margem adicional:

Peças do lado montante: 4,0 mm【Espessura de corrosão 0,5mm+ margem adicional 3,5 mm】
Peças do lado jusante: 4,0 mm【Espessura de corrosão 0,5mm+ margem adicional 3,5 mm】
Outras peças: 4,0 mm【Espessura de corrosão 0,5mm+ margem adicional 3,5 mm】

2.5.2 Combinações das ações

Nas combinações de ações foi considerado os fatores de majoração da NBR 8800 considerando os casos de deposição total, deposição com fluxo de detritos e somente fluxo de detritos.

Abaixo as combinações consideradas.

Tabela 2.5.1 Tabela de combinações

Título	1:G1 - PP	2:F1 - Fluxo de detritos	3:E2 - Empxuxo vertical	4:E1 - Empuxo horizontal	5:F2 - Fluxo de detritos...	TEMP(GR)
Deposition + Temp (D)	1.25		1.5	1.5		0.72
Deposition + Temp (F)	1		1.5	1.5		0.72
Deposition (D)	1.25		1.5	1.5		
Deposition (F)	1		1.5	1.5		
Deposition + DF + Temp...	1.25	1.5	1.5	1.5		0.72
Deposition + DF + Temp...	1	1.5	1.5	1.5		0.72
Deposition + DF (D)	1.25	1.5	1.5	1.5		
Deposition + DF (F)	1	1.5	1.5	1.5		
DF only + Temp (D)	1.25				1.5	1.2
DF only + Temp (F)	1				1.5	1.2
DF only (D)	1.25				1.5	
DF only (F)	1				1.5	

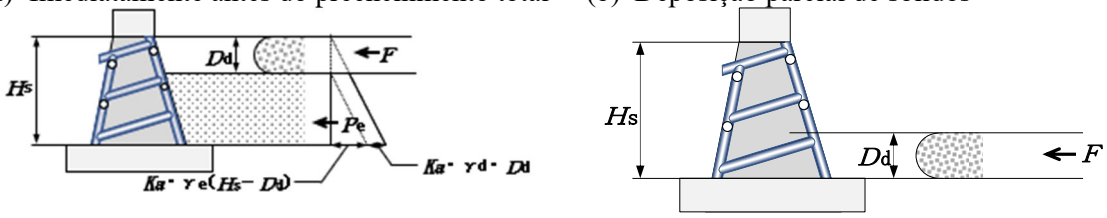
Fonte: Elaborado pelo Comitê Técnico

(1) Períodos de fluxo de detritos

O cálculo de estabilidade na condição de escoamento do fluxo de detritos é realizado com a estimativa de que a hidrodinâmica do fluxo de detritos incida no topo da parte em aço. Além disso, avalia-se o caso de incidência de carga dos períodos de deposição parcial.

Figura 2.5.1 Cargas de projeto da barreirapermeável nos períodos de fluxo de detritos

(a) Imediatamente antes do preenchimento total (b) Deposição parcial de sólidos

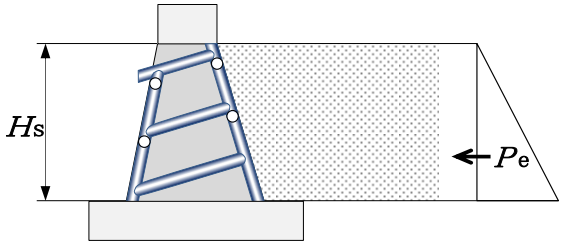


Fonte: Elaborado pelo Projeto Sabo

(2) Períodos de preenchimento total dos sólidos

Após a retenção do fluxo, considera-se o empuxo de sedimentos conforme apresentado na Figura 2.5.2.

Figura 2.5.2 Cargas de projeto da barreira permeável nos períodos de preenchimento total

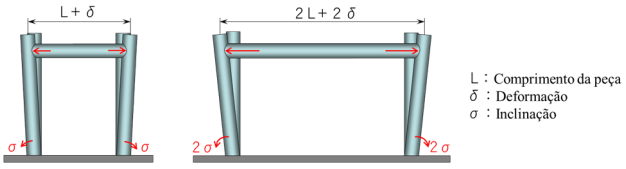


Fonte: Elaborado pelo Projeto Sabo

(3) Variação de temperatura

Quando a estrutura de aço é estaticamente indeterminada, é necessário considerar os efeitos da variação de temperatura.

Figura 2.5.3 Efeito da variação de temperatura



Fonte: Elaborado pelo Projeto Sabo

(4) Colisão dos blocos de rocha

A ocorrência de danos e rupturas nas peças devido a colisão dos blocos de rocha, pode afetar de modo significativo o desempenho estrutural do conjunto e a função de retenção.

Dessa forma, deve-se levar em consideração esta condição nas análises.

As peças que recebem o impacto da colisão dos blocos estão descritas abaixo.

①Peças posicionadas mais a montante, para as quais estima-se que haja a colisão dos blocos da parte frontal do fluxo de detritos.

②Peças para as quais se estima que haja colisão do blocos que transbordam pelo topo da estrutura após o preenchimento total dos sólidos

③Partes próximas ao bloco de ancoragem que recebem a colisão dos blocos.

2.5.3 Método 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 que não haja danos severos na estrutura, é necessário atender a segurança contra a colisão de blocos e troncos carreados.

O diâmetro do bloco e a velocidade a ser considerada nas análises são definidos conforme indicado a seguir:

①Considera-se que um bloco com dimensões D95 colidirá na parte central da peça com a velocidade do fluxo de detritos.

②A absorção da energia devido ao choque do bloco contra a estrutura, mitiga a deformação da estrutura como um todo.

③Quanto aos casos em que ocorrem colisões de muitos blocos, quando a deformação ultrapassar a condição elástica, determinada para o impacto dos blocos com diâmetro D80, consideram-se que as deformações plásticas e a absorção de energia correspondente ao impacto de cada bloco se acumularão.

(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 a resistência às forças externas ocorre pelo peso próprio.

Por essa razão, como premissa da estrutura, cada uma das peças que compõem os vãos de tubos de aço estão conectadas e devem garantir que não haja deformação frente à hidrodinâmica do fluxo de detritos, bem como é necessário assegurar que seja uma estrutura que transmita de fato as cargas para o bloco de ancoragem através dos tubos de aço reticulados.

Por isso, 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.

Os resulados do cálculo estrutural da parte permeável são apresentados abaixo.

Os parâmetros utilizados no cálculo descrito apresentam os seguintes valores:

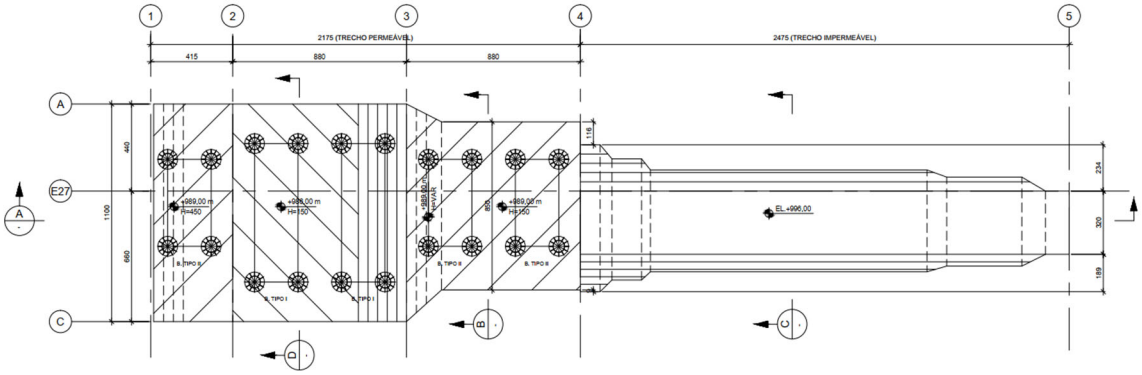
- Peso específico do concreto: 23,0kN/m³
- Peso específico da água com sedimentos: 12,0kN/m³
- Peso específico submerso dos sedimentos no fluxo de detritos: 8,0kN/m³
- Peso específico do fluxo de detritos: 19,31kN/m³
- Ângulo de atrito do solo: 35º

No projeto foram adotados os seguintes valores para a espessura de corrosão e a margem adicional:

Peças do lado montante: 4,0 mm【Espessura de corrosão 0,5mm+ margem adicional 3,5 mm】
Peças do lado jusante: 4,0 mm【Espessura de corrosão 0,5mm+ margem adicional 3,5 mm】
Outras peças: 4,0 mm【Espessura de corrosão 0,5mm+ margem adicional 3,5 mm】

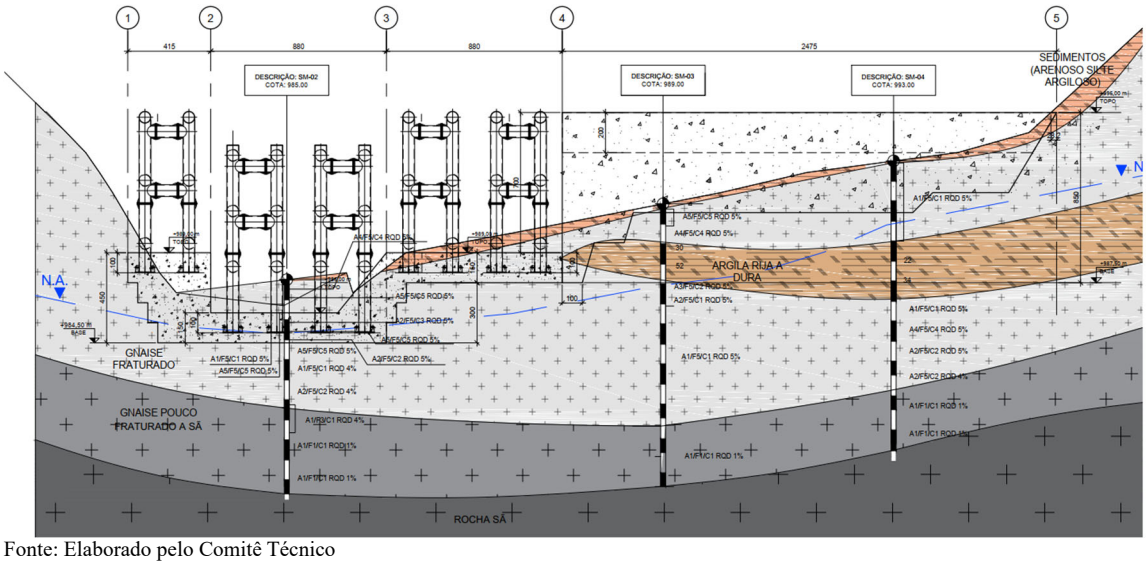
A parte permeável é constituída de perfis tubulares de 600mm de diâmetro e 22mm de espessura, formando uma geometria trapezoidal. As linhas de perfis são espaçadas em 2,20m e apresentam dois arranjos diferentes: duas do tipo I e três do tipo II. Os perfis encontram-se ancorados em bases de concreto massa com espessura de 1,50m e largura entre 8,50m e 11,0m.

Figura 2.5.4 Vista em planta da barreira com as placas de base metálicas.



Fonte: Elaborado pelo Comitê Técnico

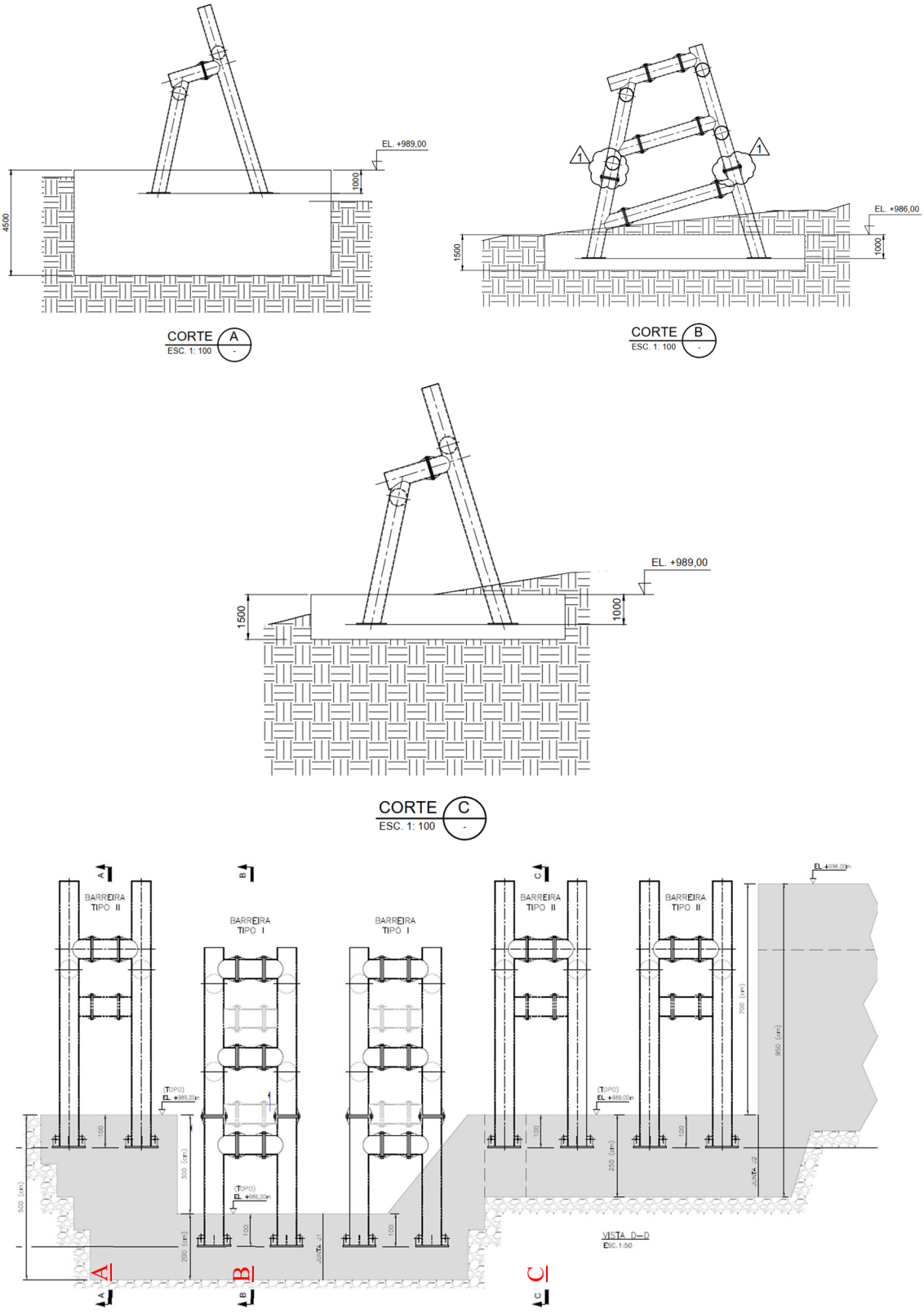
Figura 2.5.5 Vista em elevação da barreira com perfil geotécnico.



Fonte: Elaborado pelo Comitê Técnico

A barreira permeável apresenta 3 seções distintas, demonstradas abaixo:

Figura 2.5.6 Seções da estrutura metálica.



Fonte: Elaborado pelo Comitê Técnico

a) Cálculo estrutural

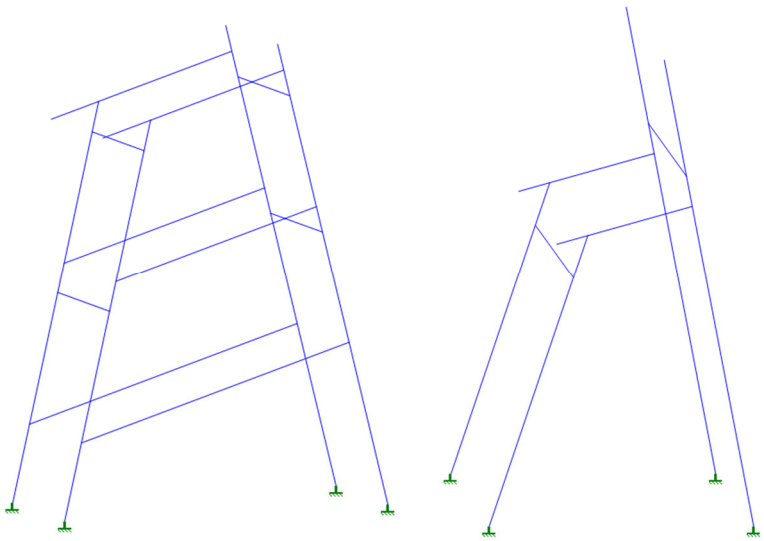
Os perfis metálicos foram dimensionados segundo os critérios da NBR 8800 e verificados na situação de impacto.

Geometria do modelo estrutural

Para dimensionamento dos perfis metálicos foi utilizado um modelo estrutural desenvolvido no programa STRAP 2023.

O modelo apresenta elementos de barras, com apoios engastados nas bases dos perfis verticais. Foram utilizados dois modelos representando as seções A e B conforme mostrado abaixo:

Figura 2.5.7 Seção B (esquerda). Seção A (direita).



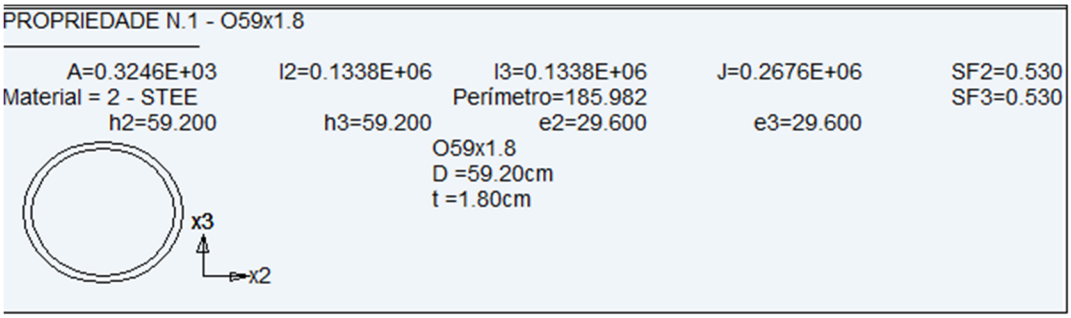
Fonte: Elaborado pelo Comitê Técnico

Os apoios foram considerados como engastados na altura de apoio da base nos blocos de concreto

Propriedades do modelo

As propriedades utilizadas nas barras de ambos os modelos se encontram descritas na tabela abaixo, já considerando a espessura de sacrifício da corrosão:

Figura 2.5.8 Propriedades do modelo



Fonte: Elaborado pelo Comitê Técnico

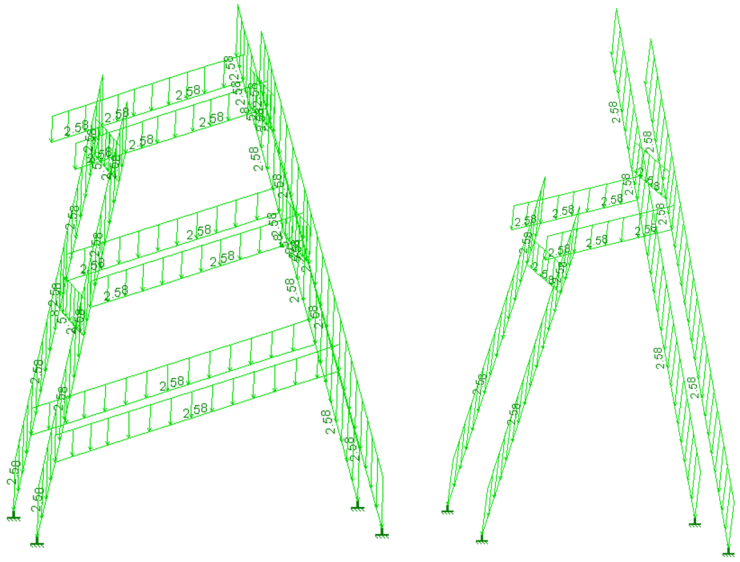
Carregamentos do modelo

A seguir serão descritos os carregamentos utilizados no modelo estrutural desenvolvido.

- Peso próprio

O peso próprio foi calculado automaticamente pelo programa segundo a informações das propriedades utilizadas sem considerar a perda por corrosão dos perfis.

Figura 2.5.9 Peso próprio aplicado no modelo B (esquerda) e A (direita).



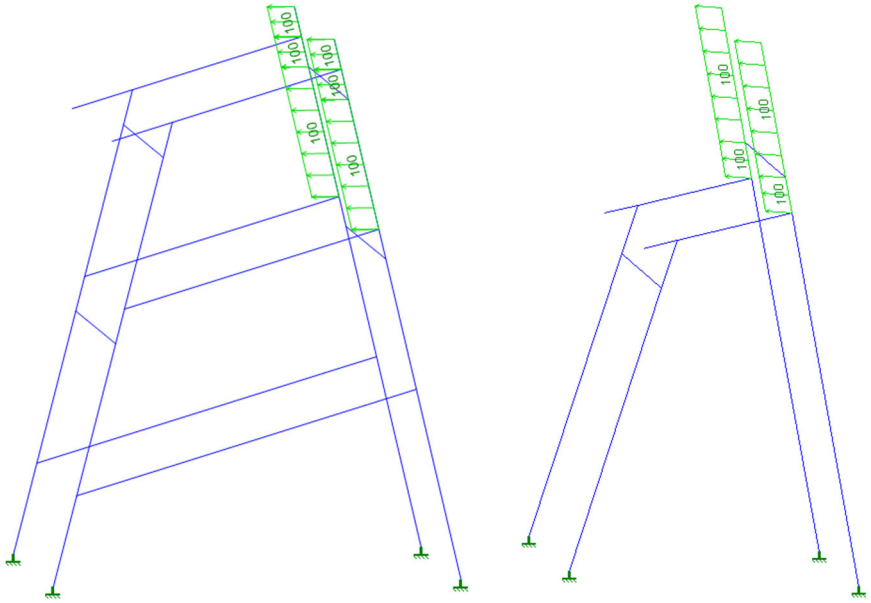
Fonte: Elaborado pelo Comitê Técnico

- Fluxo de detritos

A força devido ao fluxo de detrito foi calculada segundo o manual das barreiras SABO e aplicada como carga horizontal.

$$f_1 := \alpha \cdot \frac{\gamma_{flow.debris}}{g} \cdot L_s \cdot U^2 = 100.511 \ \frac{kN}{m}$$

Figura 2.5.10 Fluxo de detritos na parte superior aplicados no modelo B (esquerda) e A (direita).



Fonte: Elaborado pelo Comitê Técnico

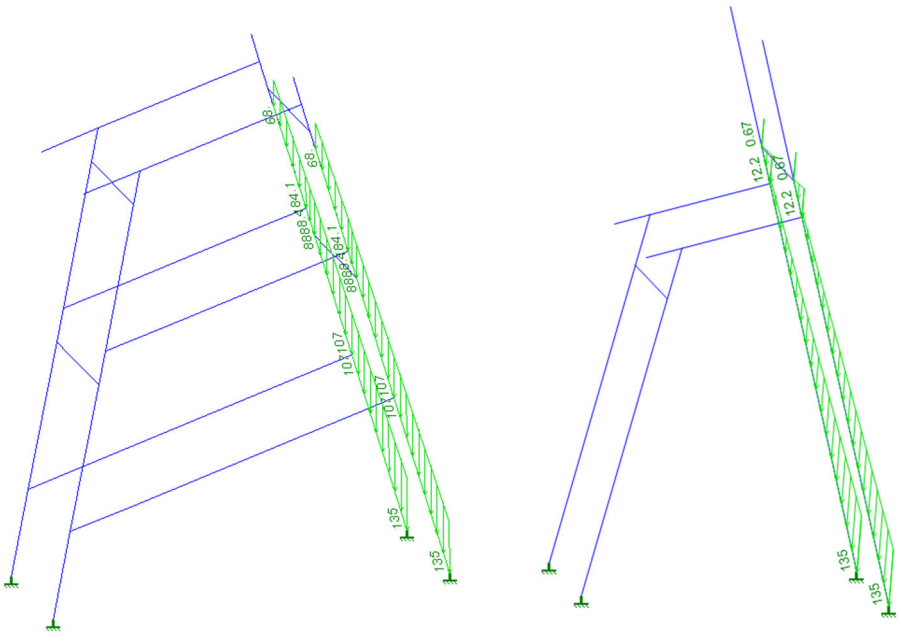
- Empuxo vertical

O empuxo vertical devido à pressão de deposição dos detritos encontra-se calculado abaixo e aplicado como carregamento triangular vertical nas barras a montante.

$$Pev1 := \gamma_{flow.debris} \cdot L_s \cdot D_b = 67.819 \ \frac{kN}{m}$$

$$Pev2 := Pev1 + \gamma_{w.debris} \cdot L_s \cdot D_b = 133.119 \ \frac{kN}{m}$$

Figura 2.5.11 Empuxo vertical aplicado no modelo B (esquerda) e A (direita).



Fonte: Elaborado pelo Comitê Técnico

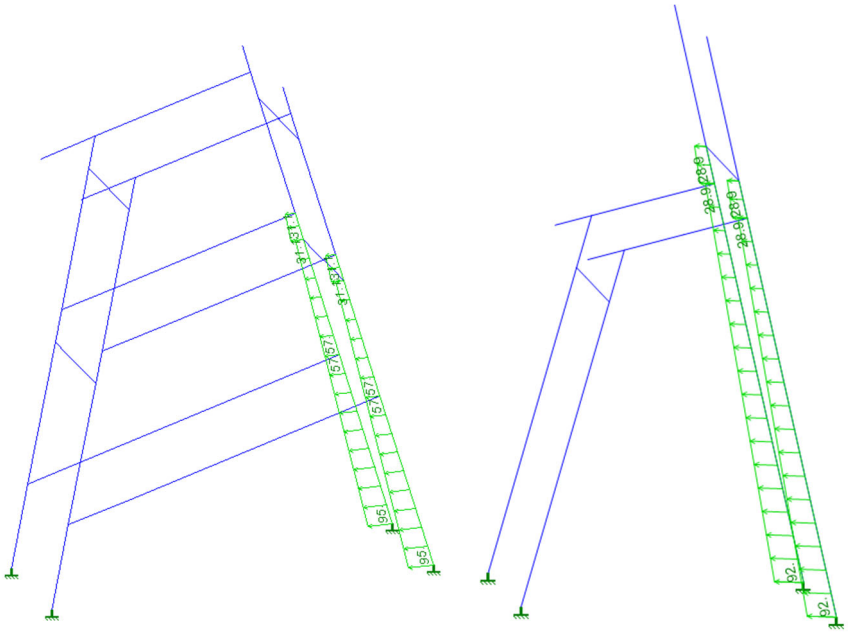
➢ Empuxo Horizontal

O empuxo horizontal devido à pressão de deposição dos detritos encontra-se calculado abaixo e aplicado como carregamento triangular horizontal nas barras a montante.

$$Peh1 := k_a \cdot \gamma_{flow.debris} \cdot L_s \cdot D_b = 22.606 \ \frac{kN}{m}$$

$$Peh2 := Peh1 + k_a \cdot \gamma_{w.debris} \cdot H_{ed} \cdot L_s = 90.599 \ \frac{kN}{m}$$

Figura 2.5.12 Empuxo horizontal aplicado no modelo B (esquerda) e A (direita).



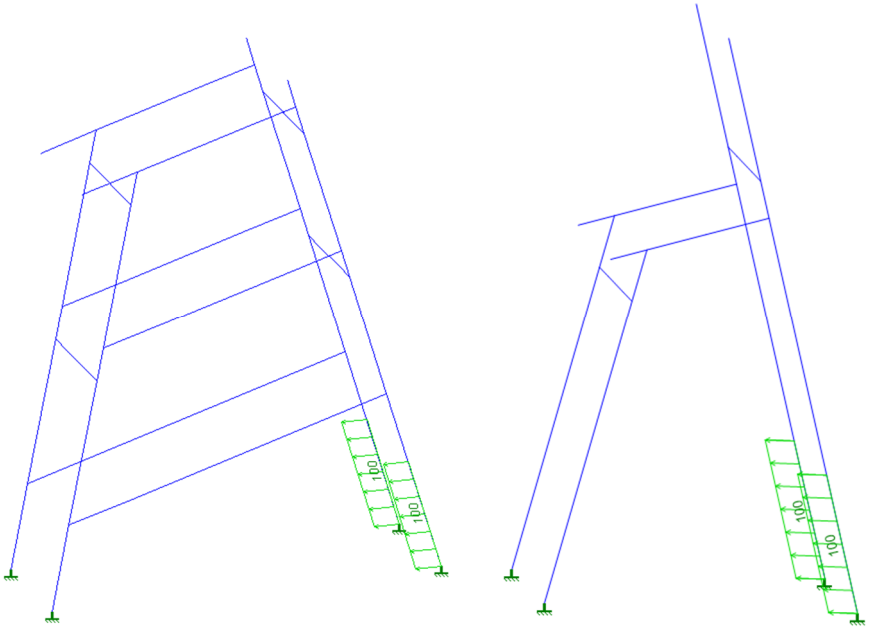
Fonte: Elaborado pelo Comitê Técnico

➢ Fluxo de detrito na base

A força devido ao fluxo de detrito foi calculada segundo o manual das barreiras SABO e aplicada como carga horizontal.

$$f_1 := \alpha \cdot \frac{\gamma_{flow.debris}}{g} \cdot L_s \cdot U^2 = 100.511 \ \frac{kN}{m}$$

Figura 2.5.13 Fluxo de detritos na base aplicado no modelo B (esquerda) e A (direita).

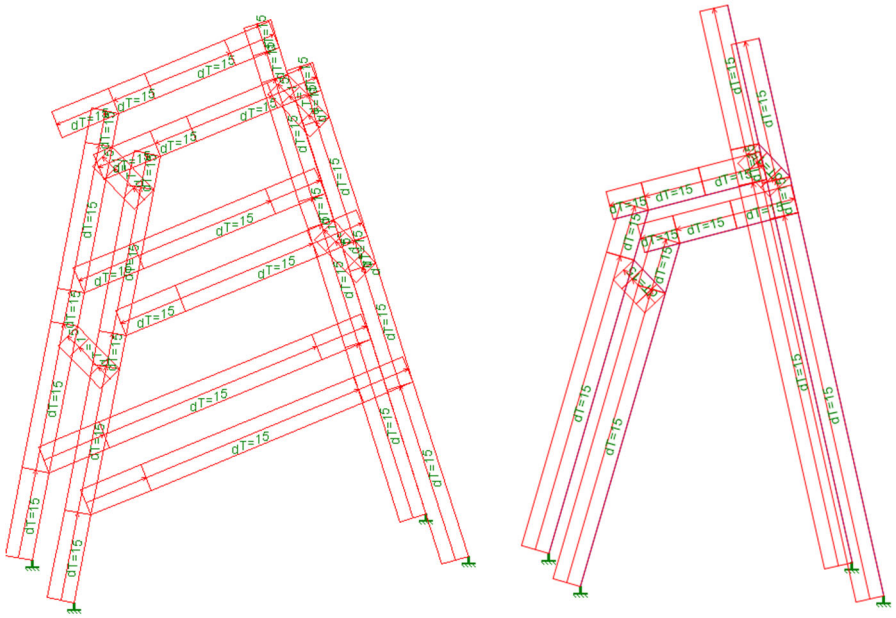


Fonte: Elaborado pelo Comitê Técnico

- Temperatura

O carregamento de temperatura foi aplicado em todas as barras do modelo e considerado variação de +15ºC e -15ºC.

Figura 2.5.14 Variação de temperatura aplicada no modelo B (esquerda) e A (direita).



Fonte: Elaborado pelo Comitê Técnico

Combinações das ações

Nas combinações de ações foi considerado os fatores de majoração da NBR 8800 considerando os casos de deposição total, deposição com fluxo de detritos e somente fluxo de detritos.

Abaixo as combinações consideradas.

Tabela 2.5.2 Tabela de combinações

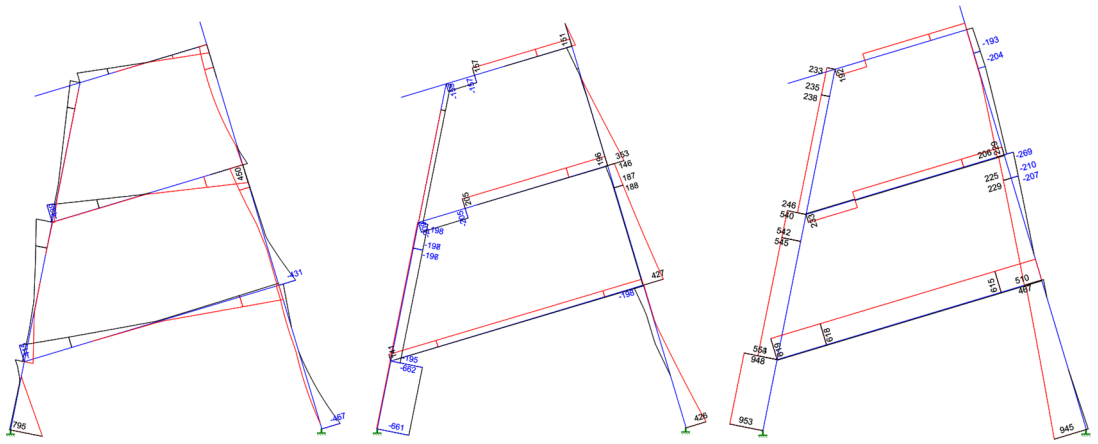
Título	1:G1 - PP	2:F1 - Fluxo de detritos	3:E2 - Empxuxo vertical	4:E1 - Empuxo horizontal	5:F2 - Fluxo de detritos...	TEMP(GR)
Deposition + Temp (D)	1.25		1.5	1.5		0.72
Deposition + Temp (F)	1		1.5	1.5		0.72
Deposition (D)	1.25		1.5	1.5		
Deposition (F)	1		1.5	1.5		
Deposition + DF + Temp...	1.25	1.5	1.5	1.5		0.72
Deposition + DF + Temp...	1	1.5	1.5	1.5		0.72
Deposition + DF (D)	1.25	1.5	1.5	1.5		
Deposition + DF (F)	1	1.5	1.5	1.5		
DF only + Temp (D)	1.25				1.5	1.2
DF only + Temp (F)	1				1.5	1.2
DF only (D)	1.25				1.5	
DF only (F)	1				1.5	

Fonte: Elaborado pelo Comitê Técnico

Resultados

Abaixo os resultados obtidos no modelo da seção B para envoltórias de momento fletor, esforços cortantes e esforços axiais.

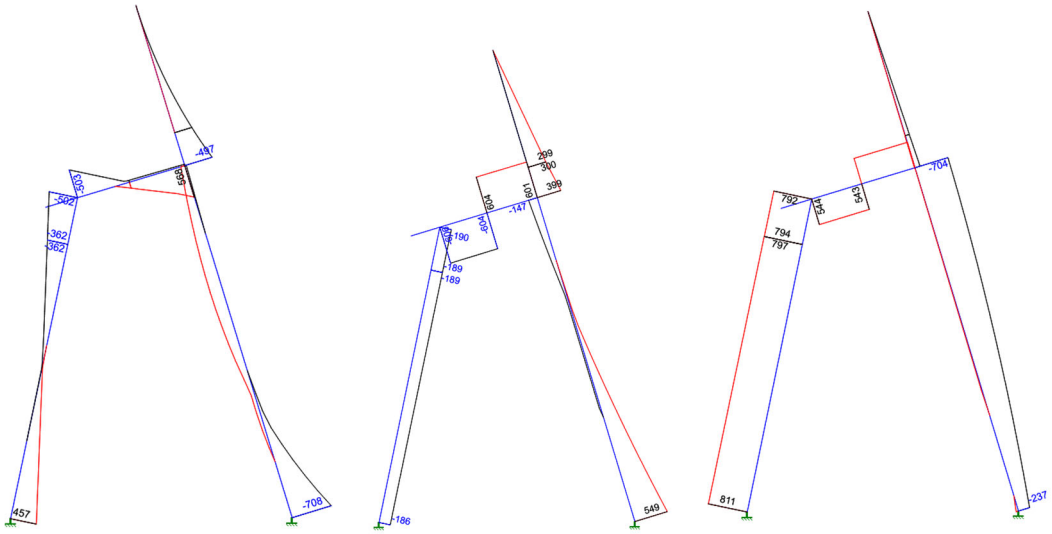
Figura 2.5.15 Envoltória de momentos fletores Md (kNm) à esquerda, esforços cortantes Vd (kN) ao centro e esforços axiais Nd (kN) à direita.



Fonte: Elaborado pelo Comitê Técnico

Abaixo os resultados obtidos no modelo da seção A para envoltórias de momento fletor, esforços cortantes e esforços axiais.

Figura 2.5.16 Envoltória de momentos fletores Md (kNm) à esquerda, esforços cortantes Vd (kN) ao centro e esforços axiais Nd (kN) à direita.



Fonte: Elaborado pelo Comitê Técnico

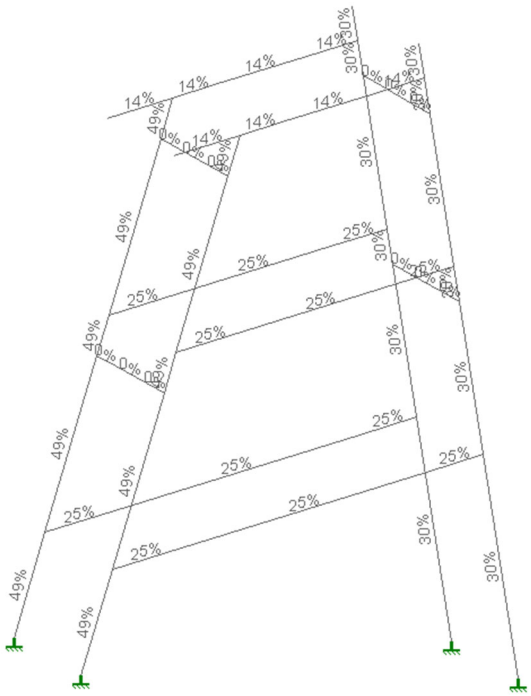
Dimensionamento pelos ELU

O dimensionamento dos perfis foi realizado utilizando o módulo de estruturas metálicas do programa STRAP 2023 segundo a NBR 8800.

- Seção B

A taxa de trabalho dos perfis calculados encontra-se na imagem abaixo considerando os piores casos de combinação.

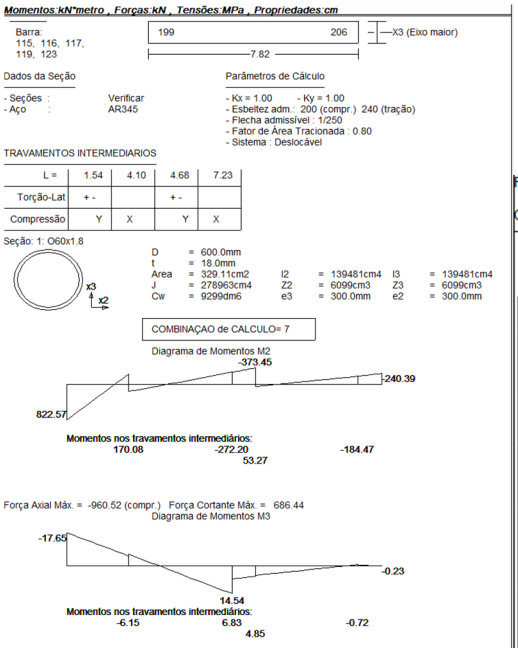
Figura 2.5.17 Taxa de trabalho dos perfis da seção B.



Fonte: Elaborado pelo Comitê Técnico

Os resultados detalhados para a maior taxa de trabalho encontram-se descritos abaixo:

Figura 2.5.18 Resultados detalhados na seção B.



Força Axial Máx. = -960.52 (compr.) Força Cortante Máx. = 8.09

CLASSIFICAÇAO DA SEÇAO: *** COMPACTA ***

Relação Limite: Comp. Não-Compacta Esbelta
h/t= 33.33 < 40.6 179.7 63.8 (fy= 345.0 R = 0.085)

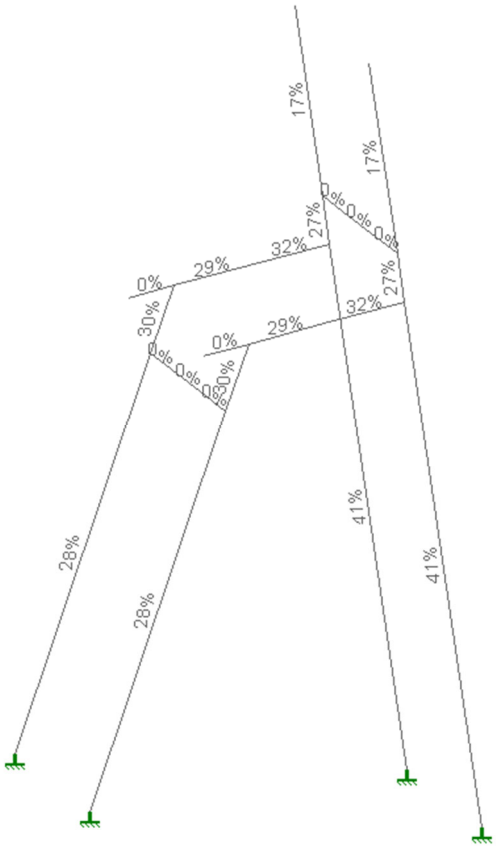
CALCULO	EQUAÇAO	FATORES	VALORES	RESULT
Momento M3 (G.2.1a) sem FLT	$\frac{Msd}{Mrd} < 1.00$	Z = 6098.98	Msd = 17.65 Mrd = 1912.86	0.01
Cortante V3 5.4.3.1.1a	Vsd/Vrk < 1 Vrd=0.6*fy*Aw/1.1	Aw = 164.56	Vsd = 686.44 Vrd = 3096.66	0.22
Momento M2 (G.2.1a) sem FLT	$\frac{Msd}{Mrd} < 1.00$	Z = 6098.98	Msd = 822.57 Mrd = 1912.86	0.43
Forca Axial 5.3.2	$\frac{Nsd}{Nrd} < 1.00$	(kL/r)x =20 (kL/r)y =15 Nrd=X*Q*Agfy/1.1 X = 0.97	Nsd = 960.52 Ag = 329.11 Nrd = 10027.0 fy = 345.00	0.10
Forcas Combinadas (compress.) 5.5.1.2b	$\frac{Nsd}{2Nrd} + \frac{Msdx}{Mrdx} + \frac{Muy}{Mrdy} < 1.00$	Cmx = 1.00 Cmy = 1.00 Nex = 163786.73 Ney = 279246.13	Msdx = 17.75 Msdy = 825.41 B1x = 1.01 B1y = 1.00	0.49

Fonte: Elaborado pelo Comitê Técnico

➢ Seção A

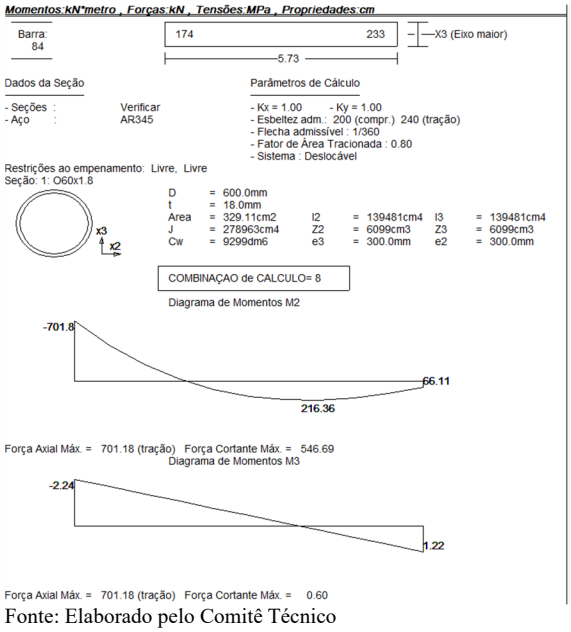
A taxa de trabalho dos perfis calculados encontra-se na imagem abaixo considerando os piores casos de combinação.

Figura 2.5.19 Taxa de trabalho dos perfis da seção A.



Fonte: Elaborado pelo Comitê Técnico

Figura 2.5.20 Resultados detalhados na seção A.



CALCULO	EQUAÇAO	FATORES	VALORES	RESULT
Cortante V3 5.4.3.1.1a	Vsd/Vrk < 1 Vrd=0.6*fy*Aw/1.1	Aw = 164.56	Vsd = 546.69 Vrd = 3096.66	0.18
Momento M2 (G.2.1a) sem FLT	$\frac{Msd}{Mrd} < 1.00$	Z = 6098.98	Msd = 701.80 Mrd = 1912.86	0.37
Deformacao	$\frac{def.}{L/360} < 1.00$		def. = 0.00104	0.07
Forca Axial 5.2.2b	$\frac{Nsd}{AeFu/1.35} < 1.00$	(kL/r)x =28 (kL/r)y =28 Area Red.= 0.80	Nsd = 701.18 Ag = 329.11 Fu = 450.00 Ae = 263.29	0.08
Forcas Combinadas (tracao) 5.5.1.2b	$\frac{Nsd}{2Nrd} + \frac{Msdx}{Mrdx} + \frac{Muy}{Mrdy} < 1.00$		Msdx = 2.24 Msdy = 701.80	0.41
Tensao Cisalhante de Torcao (Max. total)	$\frac{\tau b}{Fv} + \frac{\tau t}{Fv} < 1.00$ Max. em Z = 0.00	$\phi' = 0.0000$ Vx = 0.60 Vy = 546.69 T = 0.15	τb = 33.22 τt = 0.02 Fv = 188.18	0.18

Fonte: Elaborado pelo Comitê Técnico

Análise de impacto

A análise de impacto foi calculada considerando a energia necessária para rotação plástica máxima prevista pelo manual das barreiras SABO. Dessa forma, foram calculadas a energia cinética dos blocos e a energia de deformação plástica e comparados os dois resultados. Abaixo os cálculos desenvolvidos:

- **Ângulo de rotação plástica:**

O diâmetro dos perfis é 600mm e a espessura considerada foi 18mm, levando em conta as perdas de corrosão.

$$\theta_{pa} := \frac{1.355}{\frac{D}{t}} = 2.329\ deg$$

- **Momento de plastificação:**

O módulo plástico da seção calculado é igual a:

$$Z := \frac{4}{3} \cdot \left({R_1}^3 - {R_2}^3 \right) = 7353\ cm^3$$

Sendo, R_1 o raio externo e R_2, raio interno do perfil.

O aço utilizado é A572 Gr.50 com tensão de escoamento igual a 345MPa. Logo, o momento de plastificação será:

$$M_p := Z \cdot \sigma_y = 2537\ kN \cdot m$$

- **Energia de deformação plástica:**

Calculando o trabalho interno realizado considerando a situação de uma carga pontual centrada em uma viga bi engastada, a energia de deformação plástica será:

$$E_M := 4 \cdot M_p \cdot \theta_{pa} = 413\ kN \cdot m$$

- **Energia cinética do bloco:**

Considerando bloco esférico com 1,60m de diâmetro com peso específico igual a 25,5kN/m³, resultando em uma massa igual a 8.365kg e com velocidade de a 5,31m/s, a energia cinética será:

$$E_R := \frac{1}{2} \cdot m' \cdot U^2 = 118\ kN \cdot m$$

Portanto, a energia cinética do bloco é inferior a energia que o perfil absorveria para a rotação máxima permitida. Considerando ainda que os efeitos de afundamento não foram contabilizados, pode-se afirmar que o perfil irá absorver o impacto dos blocos considerados com deformações plásticas, porém sem ruptura, podendo ser recuperado.

(2) Aferição para a colisão de blocos de rocha e de troncos carreados nas peças

Considera-se que ocorra a transmissão de 100% da energia cinética dos blocos e dos troncos carreados. A estrutura absorve essa energia por meio da ocorrência de deformação por afundamento nas peças, além da deformação do próprio alinhamento estrutural (deformação por deflexão). Os resultados detalhados constam abaixo.

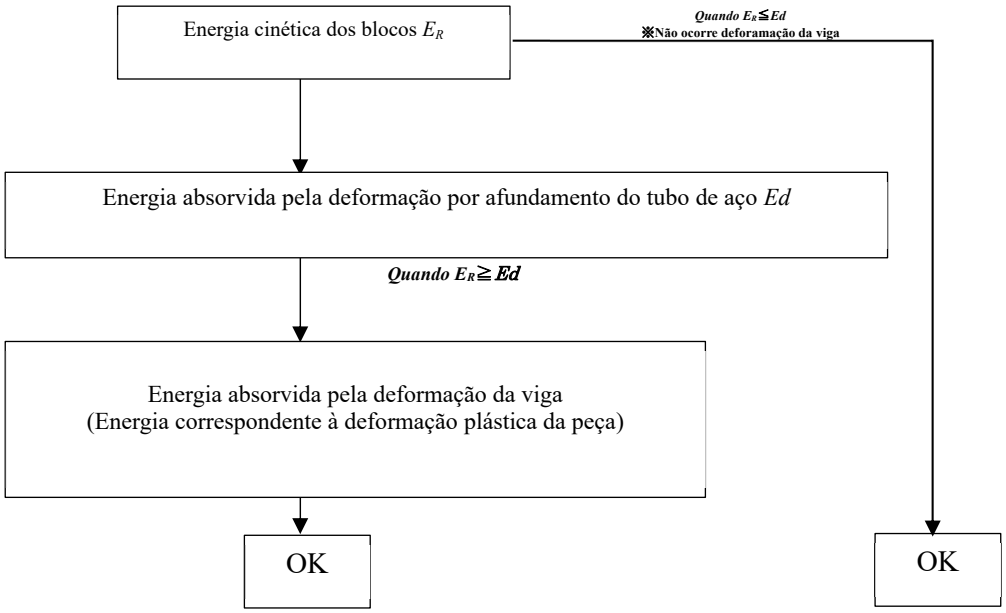
No que se refere à segurança para a colisão dos blocos, considera-se que esses colidem no centro das vigas e pilares. Verifica-se se a deformação da peça que recebe a colisão fica dentro da deformação plástica admissível.

a) Método de análise

A energia cinética dos blocos, ER, deve ser inferior à soma da energia absorvida correspondente à deformação por afundamento pontual, Ed, e da energia absorvida pela deformação da viga, EM.

⇒ ER ≦ Ed + EM
ER: Energia cinética do bloco(kN・m)
Ed: Energia absorvida pela deformação por afundamento do tubo de aço(kN・m)
EM: Energia absorvida pela deformação da viga(kN・m)

Figura 2.5.21 Método de análise da segurança para a colisão dos blocos



Fonte: Elaborada pelo Projeto Sabo

b) Extremidade a montante que recebe a colisão direta do fluxo de detritos

As definições relacionadas às peças da extremidade montante, que receberão a colisão direta do fluxo de detritos, consideraram os fatores abaixo elencados. As peças transversais que receberão a colisão direta do fluxo de detritos terão a espessura de chapa que comporte uma taxa de afundamento inferior a 40% em uma colisão de um bloco do diâmetro verificado.

① Energia absorvida na deformação por afundamento

A energia absorvida correspondente à deformação por afundamento da peça é obtida pela fórmula abaixo:

$$Ed = 1/4 \cdot K \cdot \sigma_{y,d} \cdot t^2 \cdot (\delta d^{1.8}/1.8 \cdot D^{0.8})$$

Onde,

Ed: Energia absorvida na deformação por afundamento
$\sigma_{y,d}$: Tensão de escoamento cinético do material dos tubos
Normalmente (=(1,0 a 1,2) $\cdot \sigma_y$)
t: Espessura da chapa do tubo de aço
δ d: Deformação por afundamento do tubo
D: Diâmetro externo do tubo
K: Coeficiente (=161 $\cdot$ (D0/D) ^{0,11})
D0: Diâmetro do bloco rochoso

② Vefiricação da segurança

$$Ed \geqq ER$$

Onde,

ER: Energia cinética do bloco

c) Peças que receberão a colisão direta de blocos transbordantes em queda

O posicionamento da estrutura da crista da barreira Tipo S não permite a colisão de blocos transbordantes nas peças de jusante, portanto a verificação foi desnecessária.

d) Peças próximas ao bloco de ancoragem que receberão a colisão dos blocos que transpassaram a estrutura do paramento de montante

O diâmetro que transpassa a extremidade montante é inferior a 1/3 do espaçamento líquido entre as peças, no qual não ocorre o efeito arco; define-se a espessura mínima da chapa de aço de modo que a deformação por afundamento decorrente de uma colisão seja inferior a 2% do diâmentro do tubo de aço. Contudo, uma vez que o bloco transpassou o paramento de montante, adota-se 1/2 da a velocidade do fluxo de detritos como velocidade de colisão do bloco. A fórmula de verificação utilizada é a mesma de “b) Extremidade a montante que recebe a colisão direta do fluxo de detritos”.

e) Modelo de análise

Especificações dos esforços externos (blocos grandes)

①Peças da extremidade montante que recebem a colisão direta do fluxo de detritos

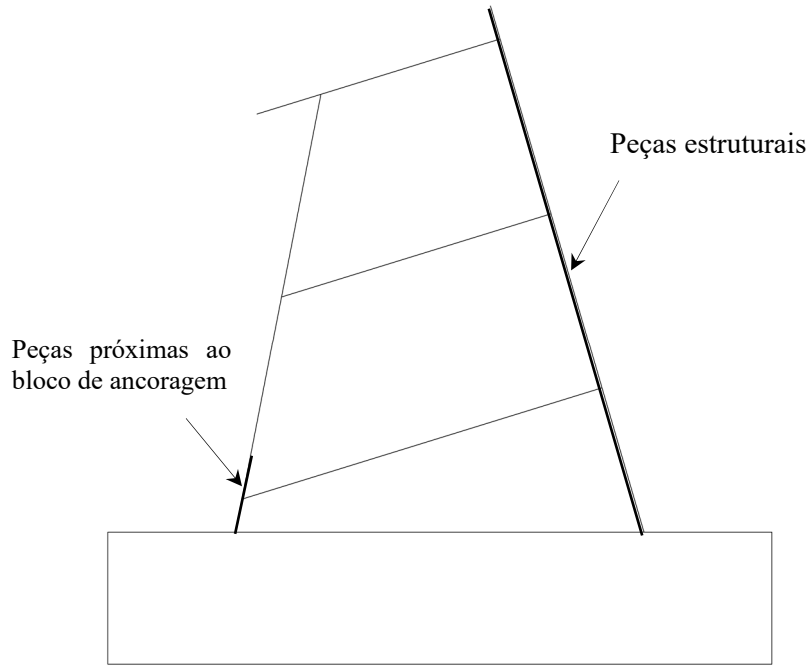
Diâmetro do bloco (D_{95}) : 1,60 (m)
Velocidade de colisão (U) : 5,32 (m/s)
Peso específico do bloco (γ) : 25,50 (kN/m^3)
Energia cinética (ER) : 78,83 (kN/m)

f) ②Peças próximas ao bloco de ancoragem que receberão a colisão dos blocos que transpassaram a estrutura do paramento de montante

Espaçamento entre as peças ($D_{80}\times 2$)/3 :0,54 (m)
Velocidade de colisão (U/2) :2,62 (m/s)
Peso específico do bloco (γ) : 25,50 (kN/m^3)
Energia cinética (ERt) : 0,73 (kN/m)

g) Resultado da análise

Figura 2.5.22 Resultado a análise de segurança para a colisão dos blocos



Fonte: Elaborada pelo Projeto Sabo

① Peças da extremidade montante que receberão a colisão direta do fluxo de detritos

Tabela 2.5.3 Resultado da verificação para colisão dos blocos ①

Especificações			Bloco	Afundamento			Decisão
Diâmetro ϕ (mm)	Espessura da chapa (mm)	Margem adicional (mm)	Energia cinética ER (kN･m)	Energia absorvida Ed (kN･m)	Taxa de afundamento (%)	Verfiricação	
600	22	0	78,83	926,44	40,00	ER<Ed	OK

Fonte: Elaborada pelo Projeto Sabo

② Peças próximas ao bloco de ancoragem que receberão a colisão dos blocos que transpassaram a estrutura do paramento de montante

Tabela 2.5.4 Resultado da verificação para colisão dos blocos②

Especificações			Bloco	Afundamento			Decisão
Diâmetro φ (mm)	Espessura da chapa (mm)	Margem adicional (mm)	Energia cinética ER (kN･m)	Energia absorvida Ed (kN･m)	Taxa de afundamento (%)	Verfiricação	
600	22	0	0,72	1,76	2,00	ER≦Ed	OK

Fonte: Elaborada pelo Projeto Sabo

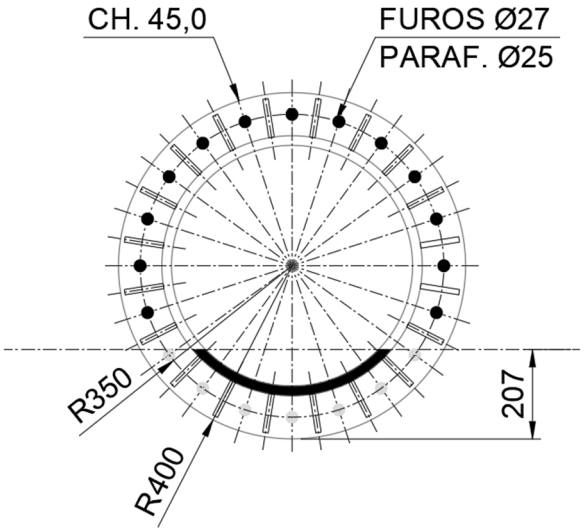
Ambas as peças utilizadas, "①Peças da extremidade montante que receberão a colisão direta do fluxo de detritos" e "②Peças próximas ao bloco de ancoragem que receberão a colisão dos blocos que transpassaram a estrutura do paramento de montante", apresentaram a energia absorvida superior à energia cinética do bloco, portanto garantem a segurança com o diâmetro de 600 m e a espessura da chapa de 22 mm.

2.5.4 Aferição das juntas flangeadas

(1) Parafusos

Abaixo a geometria da ligação assim como a linha neutra calculada. A inércia equivalente da ligação calculado foi 149.298 cm^4:

Figura 2.5.23 Ligação flangeada com representação da linha neutra calculada.



Fonte: Elaborado pelo Comitê Técnico

Os maiores esforços obtidos na análise para as combinações últimas na região das ligações foram: Msd = 570kNm; Vsd = 605kN; Nsd = 550kN.

Considerando 20 parafusos, a força desenvolvida no parafuso mais solicitado com distância (d_p) da linha neutra será:

$$F_{St} := \frac{M_d \cdot d_p}{I_X} \cdot A_p + \frac{N_d}{n_p} = 129.477\ kN$$

$$F_{Sv} := \frac{V_d}{n_p} = 30.25\ kN$$

Devido à espessura da chapa considerada e a presença de enrijecedores, o efeito alavanca foi desconsiderado. Portanto, o esforço resistente de cálculo de tração e cisalhamento em cada parafuso será:

$$F_{Rt} := 0.75 \cdot A_p \cdot \frac{f_u}{\gamma_{a2}} = 197.76\ kN$$

$$F_{Rv} := 0.4 \cdot A_p \cdot \frac{f_u}{\gamma_{a2}} = 105.47\ kN$$

Assim, o resultado da verificação dos parafusos para o efeito de tração e cisalhamento combinado encontra-se abaixo

$$\left(\frac{F_{St}}{F_{Rt}}\right)^2+\left(\frac{F_{Sv}}{F_{Rv}}\right)^2=0.511$$

Logo, a ligação é segura e apresenta resistência necessária.

(2) Chapa do flange

Para verificação da chapa do flange foram utilizados os critérios da norma NBR16239 mostrados abaixo e, para considerar o efeito combinado dos esforços axiais com o momento, foi utilizada a força axial efetiva de projeto, conforme proposto por Kurubane et al,2004:

7.2 Dimensionamento das ligações flangeadas circulares

7.2.1 Para que o estado-limite último de escoamento das placas dos flanges circulares não ocorra, essas placas devem possuir uma espessura, t_f, que atenda à condição:

$$t_f \geq \sqrt{\frac{2\gamma_{a1}N_{0,Sd}}{\pi f_3 f_y}}$$

com

$$f_3 = \frac{1}{2k_1}\left(k_2 + \sqrt{k_2^2 - 4k_1}\right)$$

sendo

$$k_1 = ln\left(\frac{r_2}{r_3}\right)$$

$$k_2 = k_1 + 2$$

$$r_2 = \frac{d}{2} + e_1$$

$$r_3 = \frac{d - t_0}{2}$$

onde

d (diâmetro do perfil tubular circular) e e_1 (distância entre a face do perfil tubular circular e o eixo dos parafusos) estão representados na Figura 12 (a).

$$N_{0.ef} := \left(\frac{N_d}{A_0}+\frac{M_d}{W_0}\right)\cdot A_0 = 4643\ kN$$

Onde A_0 e W_0 são a área e o módulo de flexão elástica da seção dos tubos.

Dessa forma, o valor de espessura encontrado foi 36,1mm. Logo, a chapa adotada de 45mm é segura e apresenta resistência necessária.

$$t_f := \sqrt{\frac{2\cdot\gamma_{a1}\cdot N_{0.ef}}{\pi\cdot f_3\cdot f_y}} = 36.1\ mm$$

2.6 Cálculo de estabilidade

2.6.1 Formato do bloco de ancoragem de concreto

O bloco de ancoragem de concreto deve ser dimensionado de modo a garantir a segurança, considerando a ficha da fundação, bem como ambos os estados de bloqueio e não bloqueio da parte aberta.

(1) Espessura do bloco de ancoragem

A espessura do bloco de ancoragem deve garantir a profundidade da ficha que seja compatível com o terreno de fundação, ao tempo em que garante a espessura necessária para a estabilidade da barreira, em função da resistência que tem para as forças externas de projeto,como o peso próprio.

Para que a parte permeável, em aço reticulado, e o bloco de ancoragem trabalhem como um só corpo, os pilares executados de tubos de aço devem se apresentar inseridos dentro do concreto.

A profundidade de inserção do tubo no concreto deve ser maior que o diâmetro externo do mesmo e a espessura mínima do bloco de ancoragem deve ser maior que duas vezes o diâmetro do tubo de aço utilizado.

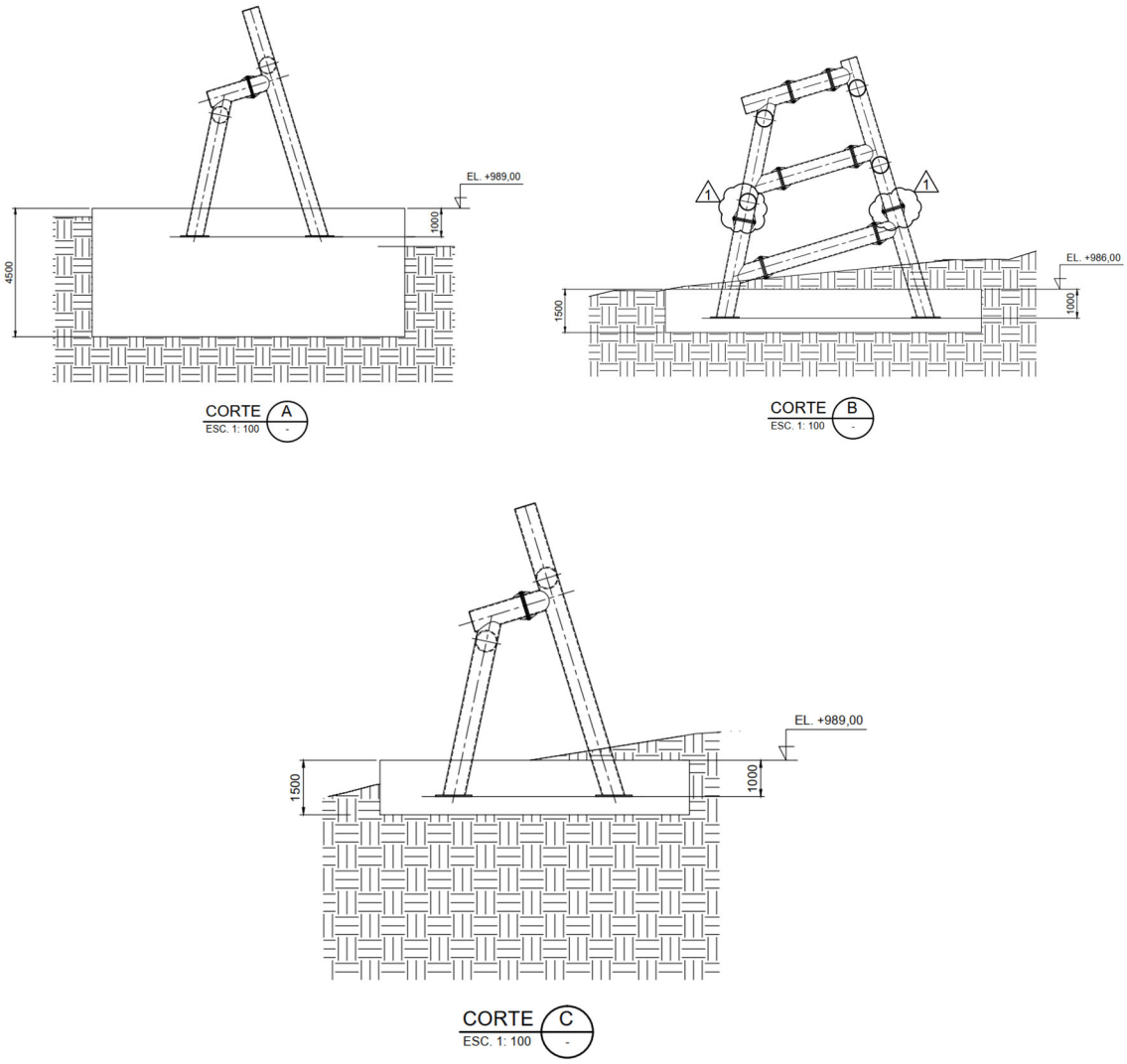
Garantiu-se a espessura superior a 1,5m para do bloco de ancoragem da barreira sabo planejada, considerando a profundidade de ficha necessária, conforme a geologia do local. A profundidade da inserção do tubo no concreto foi definida em 1 m.

(2) Declividade do bloco de ancoragem

O bloco de ancoragem em concreto é mais estável quando é plano, por esse motivo definiu-se o bloco de ancoragem da barreira sabo planejada em linha reta, horizontal. Abaixo, demonstra-se o formato de cada uma das seções.

A barreira permeável apresenta 3 seções distintas, mostradas abaixo:

Figura 2.6.1 Seções da estrutura metálica.



Fonte: Elaborado pelo Comitê Técnico

2.6.2 Condições de estabilidade

A barreira permeável, por ser de gravidade, deve satisfazer as seguintes premissas e condições:

Premissas

Deve garantir as funções da barreira de gravidade como um corpo único, integrando a estrutura de aço com o bloco de ancoragem.

Ou seja, as peças devem estar corretamente conectadas, sem permitir deslocamentos excessivos e o bloco de ancoragem deve estar corretamente estabilizado.

Condições de estabilidade

1. Para que não ocorra tensão de tração na extremidade a montante da barreira, a linha de atuação da resultante da combinação das forças externas de projeto e do peso próprio da estrutura deve atuar dentro o terço central base (núcleo central).
2. Não deve ocorrer deslocamentos relativos entre a base da barreira e o terreno da fundação.
3. Os esforços e tensões na barreira devem atender aos critérios de segurança estrutural.
4. A tensão máxima atuante na fundação deve atender a resistência admissível do terreno de execução da barreira.

O cálculo da estabilidade de parte permeável considerará o caso de fluxo de detritos nos perfis a montante.

Dessa forma, serão calculadas as forças verticais e horizontais, os momentos de tombamento e estabilizantes para concluir as verificações de estabilidade ao tombamento, deslizamento e tensão de suporte nas fundações.

O peso próprio da estrutura metálica foi calculado utilizando o programa STRAP como será descrito no item 2.5.3(1).

Os parâmetros utilizados no cálculo descrito apresentam os seguintes valores:

- Peso específico do concreto: 23,0kN/m³
- Peso específico da água com sedimentos: 12,0kN/m³
- Peso específico submerso dos sedimentos no fluxo de detritos: 8,0kN/m³
- Peso específico do fluxo de detritos: 19,31kN/m³
- Ângulo de atrito do solo: 35º

(1) Seção A

As parcelas de força vertical e seus braços de alavanca encontram-se resumidos na tabela abaixo:

Figura 2.6.2 Esquema de forças atuantes na seção A.

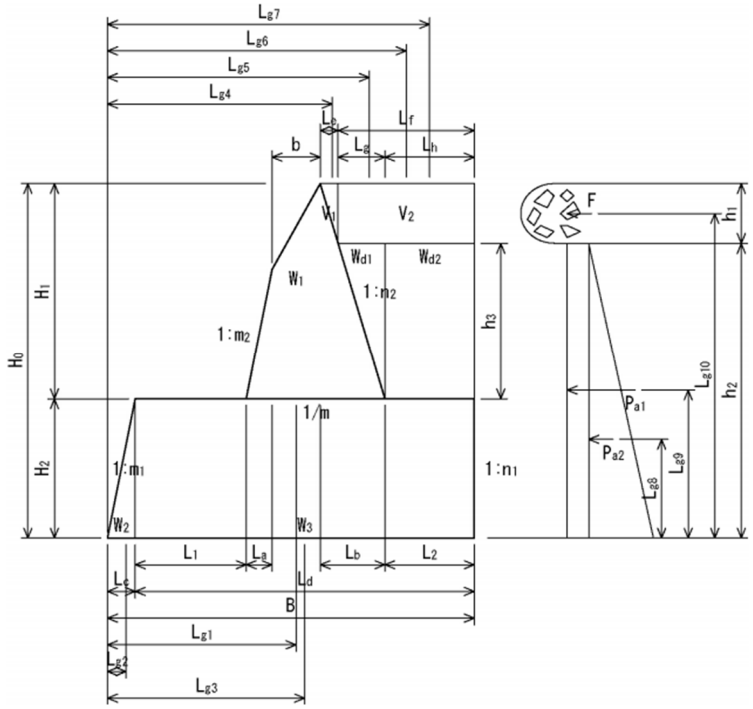


Tabela 2.6.1 Parcelas de força vertical e seus braços de alavanca (seção A)

Descrição da parcela	Força (kN/m)	Braço de alavanca (m)
Reação do peso próprio a jusante (W1a)	10,91	2,00
Reação do peso próprio a montante (W1b)	10,14	6,5
Peso próprio da base (W3)	934,83	5,5
Pressão de deposição de detritos nos perfis (Wd1)	58,84	7,59
Pressão de deposição de detritos na base (Wd2)	224,51	9,55
Peso do fluxo de detritos 1 (V1)	8,94	6,41
Peso do fluxo de detritos 2 (V2)	135,64	8,80

As parcelas de força horizontais e seus braços de alavanca encontram-se resumidos na tabela abaixo:

Tabela 2.6.2 Parcelas de força horizontais e seus braços de alavanca (seção A)

Descrição da parcela	Força (kN/m)	Braço de alavanca (m)
Força horizontal da deposição de detritos (Pa1)	88,41	4,78
Força horizontal da água com detritos (Pa2)	209,75	3,19
Força devido ao fluxo de detritos (Fd)	88,63	10,53

Os somatórios de forças e momentos encontram-se resumidos abaixo:

- O somatório de forças verticais calculado foi: 1.363,76kN/m
- O somatório de forças horizontais calculado foi 386,79kN/m
- O somatório de momentos estabilizantes foi 8.983,33kNm/m
- O somatório de momentos de tombamento foi 2.024,30kNm/m

Os cálculos de estabilidade encontram-se resumidos abaixo:

- Segurança ao tombamento:

$$FS := \frac{M_{Est}}{M_{Tomb}} = 4.438$$

$$e_0 := \left| \frac{M_{Est} - M_{Tomb}}{V_{total}} \right| = 5.107\ m \qquad e_f := \frac{B_{base}}{2} - e_0 = 0.393\ m \qquad \frac{B_{base}}{6} = 1.833\ m$$

Portanto a estrutura apresenta segurança ao tombamento superior ao estabelecido pela norma.

- Segurança ao deslizamento:

A favor da segurança, desprezou-se a coesão entre a barreira e a fundação.

$$FS_{5.4} := \frac{\tan(\phi) \cdot V_{total}}{H_{tot}} = 2.467$$

Portanto a estrutura apresenta segurança ao deslizamento superior ao estabelecido pela norma.

- Capacidade de suporte da fundação:

$$\sigma_{jusante.5} := \frac{V_{total}}{B_{base}} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot e_f}{B_{base}}\right) = 150.474\ kPa$$

$$\sigma_{montante.5} := \frac{V_{total}}{B_{base}} \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot e_f}{B_{base}}\right) = 97.301\ kPa$$

Portanto as tensões na fundação a jusante e a montante estão abaixo da capacidade resistente do solo de 4MPa.

(2) Seção B

As parcelas de força vertical e seus braços de alavanca encontram-se resumidos na tabela abaixo:

Figura 2.6.3 Esquema de forças atuantes na seção B.

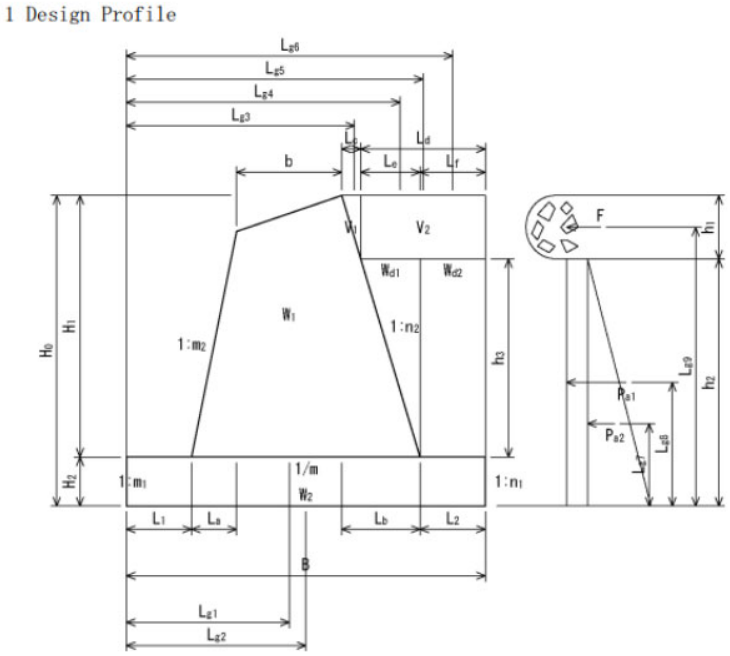


Tabela 2.6.3 Parcelas de força vertical e seus braços de alavanca (seção B)

Descrição da parcela	Força (kN/m)	Braço de alavanca (m)
Reação do peso próprio a jusante (W1a)	22,91	1,80
Reação do peso próprio a montante (W1b)	19,18	8,80
Peso próprio da base (W2)	371,25	5,50
Pressão de deposição de detritos nos perfis (Wd1)	84,37	8,39
Pressão de deposição de detritos na base (Wd2)	185,44	10,00
Peso do fluxo de detritos 1 (V1)	8,94	7,01
Peso do fluxo de detritos 2 (V2)	117,14	9,10

As parcelas de força horizontais e seus braços de alavanca encontram-se resumidos na tabela abaixo:

Tabela 2.6.4 Parcelas de força horizontais e seus braços de alavanca (seção B)

Descrição da parcela	Força (kN/m)	Braço de alavanca (m)
Força horizontal da deposição de detritos (Pa1)	69,91	3,78
Força horizontal da água com detritos (Pa2)	131,17	2,52
Força devido ao fluxo de detritos (Fd)	88,63	8,53

Os somatórios de forças e momentos encontram-se resumidos abaixo:

- O somatório de forças verticais calculado foi: 809,23kN/m
- O somatório de forças horizontais calculado foi 289,71kN/m
- O somatório de momentos estabilizantes foi 5.943,07kNm/m
- O somatório de momentos de tombamento foi 1.350,86kNm/m

Os cálculos de estabilidade encontram-se resumidos abaixo:

- Segurança ao tombamento:

$$FS := \frac{M_{Est}}{M_{Tomb}} = 4.399$$

$$e_0 := \left| \frac{M_{Est} - M_{Tomb}}{V_{total}} \right| = 5.675\ m \qquad e_f := e_0 - \frac{B_{base}}{2} = 0.175\ m \qquad \frac{B_{base}}{6} = 1.833\ m$$

Portanto a estrutura apresenta segurança ao tombamento superior ao estabelecido pela norma.

- Segurança ao deslizamento:

A favor da segurança, desprezou-se a coesão entre a barreira e a fundação.

$$FS_{5.4} := \frac{\tan(\phi) \cdot V_{total}}{H_{tot}} = 1.613$$

Portanto a estrutura apresenta segurança ao deslizamento superior ao estabelecido pela norma.

- Capacidade de suporte da fundação:

$$\sigma_{jusante.5} := \frac{V_{total}}{B_{base}} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot e_f}{B_{base}}\right) = 80.58\ kPa$$

$$\sigma_{montante.5} := \frac{V_{total}}{B_{base}} \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot e_f}{B_{base}}\right) = 66.553\ kPa$$

Portanto as tensões na fundação a jusante e a montante estão abaixo da capacidade resistente do solo de 4MPa.

(3) Seção C

As parcelas de força vertical e seus braços de alavanca encontram-se resumidos na tabela abaixo:

Figura 2.6.4 Esquema de forças atuantes na seção C.

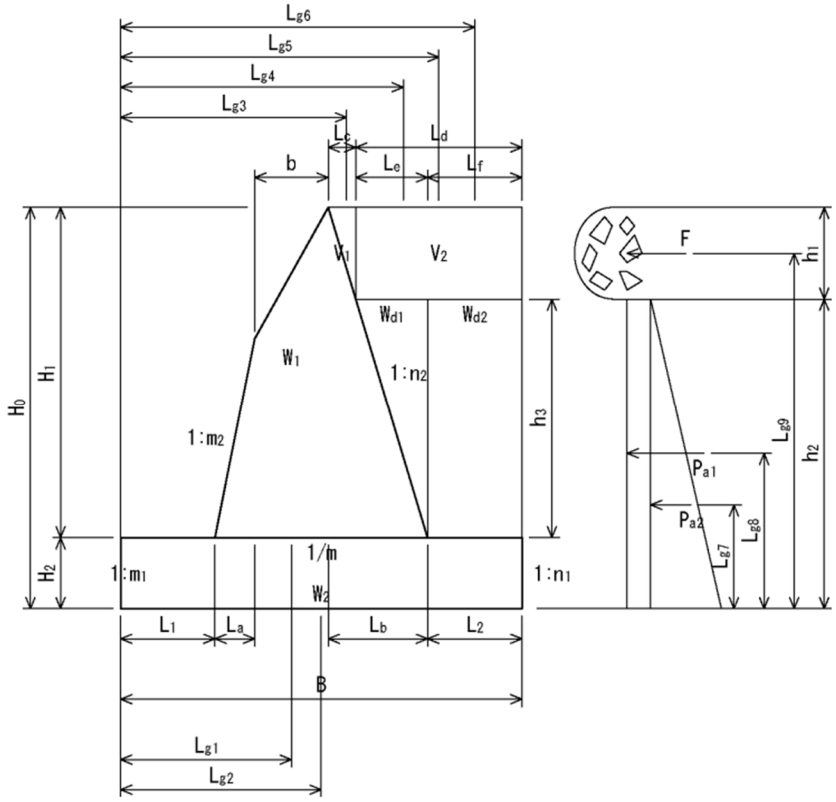


Tabela 2.6.5 Parcelas de força vertical e seus braços de alavanca (seção C)

Descrição da parcela	Força (kN/m)	Braço de alavanca (m)
Reação do peso próprio a jusante (W1a)	10,91	2,00
Reação do peso próprio a montante (W1b)	10,14	6,50
Peso próprio da base (W2)	293,25	4,25
Pressão de deposição de detritos nos perfis (Wd1)	58,84	6,00
Pressão de deposição de detritos na base (Wd2)	154,84	7,50
Peso do fluxo de detritos 1 (V1)	8,94	4,81
Peso do fluxo de detritos 2 (V2)	107,89	6,75

As parcelas de força horizontais e seus braços de alavanca encontram-se resumidos na tabela abaixo:

Tabela 2.6.6 Parcelas de força horizontais e seus braços de alavanca (seção C)

Descrição da parcela	Força (kN/m)	Braço de alavanca (m)
Força horizontal da deposição de detritos (Pa1)	60,67	3,28
Força horizontal da água com detritos (Pa2)	98,76	2,19
Força devido ao fluxo de detritos (Fd)	88,63	7,53

Os somatórios de forças e momentos encontram-se resumidos abaixo:

- O somatório de forças verticais calculado foi: 623,76kN/m
- O somatório de forças horizontais calculado foi 3.531,46kN/m
- O somatório de momentos estabilizantes foi 248,06kNm/m
- O somatório de momentos de tombamento foi 1.082,35kNm/m

Os cálculos de estabilidade encontram-se resumidos abaixo:

- Segurança ao tombamento:

$$FS := \frac{M_{Est}}{M_{Tomb}} = 3.263$$

$$e_0 := \left| \frac{M_{Est} - M_{Tomb}}{V_{total}} \right| = 3.926\ m \qquad e_f := \frac{B_{base}}{2} - e_0 = 0.324\ m \qquad \frac{B_{base}}{6} = 1.417\ m$$

Portanto a estrutura apresenta segurança ao tombamento superior ao estabelecido pela norma.

- Segurança ao deslizamento:

A favor da segurança, desprezou-se a coesão entre a barreira e a fundação.

$$FS_{5.4} := \frac{\tan(\phi) \cdot V_{total}}{H_{tot}} = 1.761$$

Portanto a estrutura apresenta segurança ao deslizamento superior ao estabelecido pela norma.

- Capacidade de suporte da fundação:

$$\sigma_{jusante.5} := \frac{V_{total}}{B_{base}} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot e_f}{B_{base}}\right) = 90.146\ kPa$$

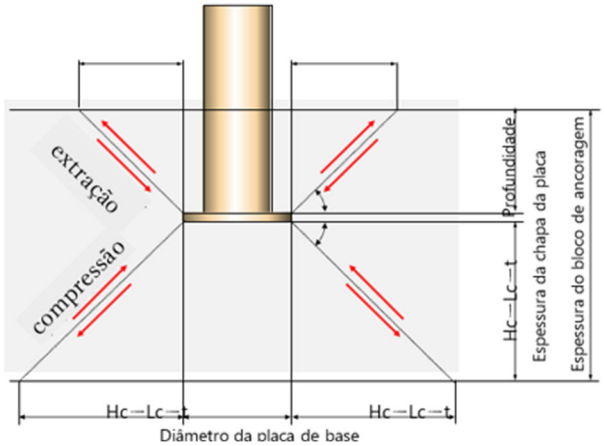
$$\sigma_{montante.5} := \frac{V_{total}}{B_{base}} \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot e_f}{B_{base}}\right) = 56.62\ kPa$$

Portanto as tensões na fundação a jusante e a montante estão abaixo da capacidade resistente do solo de 4MPa.

2.6.3 Arrancamento e compressão no concreto

A verificação do arrancamento foi realizada comparando os valores de tensão de compressão e tração gerados no cone de arrancamento com os valores de projeto da resistência à tração e compressão do concreto.

Figura 2.6.5 Esquema do arrancamento da base (Manual barreiras SABO)



Fonte: Elaborado pelo Projeto Sabo

- **Esforços verticais**

  A área de arrancamento será: 6,28m²
  A área de compressão será: 2,36m²

  Os maiores valores de cálculo de arrancamento e compressão da base devido aos esforços verticais:

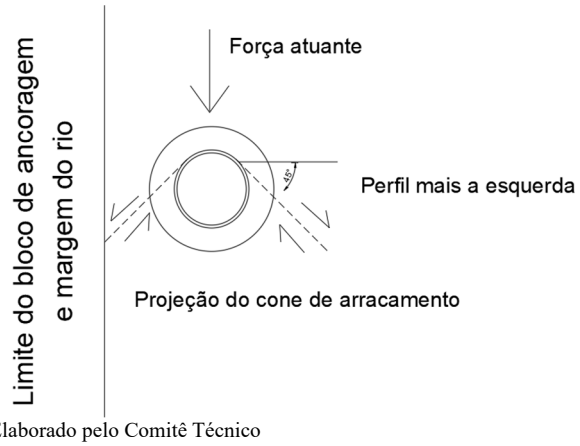
$$\sigma_{arracamento} := \frac{70\ kN}{A_{arrancamento}} = 0.011\ MPa$$

$$\sigma_{compressao} := \frac{1012\ kN}{A_{compressao}} = 0.43\ MPa$$

- Esforços Horizontais

  A verificação crítica para os esforços horizontais será no arrancamento mais perto da margem do rio onde a área do cone será menor.

Figura 2.6.6 Desenho esquemático do cone de arrancamento devido aos esforços horizontais.



Fonte: Elaborado pelo Comitê Técnico

A área projetada do cone de arrancamento será: 1,60m²

Os maiores valores de cálculo de arrancamento e compressão da base devido aos esforços horizontais:

$$\sigma_{arracamento} := \frac{835\ kN}{A_{arrancamento}} = 0.522\ MPa$$

Logo, todos os valores obtidos estão abaixo das resistências de cálculo a tração e compressão do concreto utilizado.

$$f_{ct.inf} := 0.7 \cdot 0.3 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}}\ MPa = 2.03\ MPa$$

$$f_{cd} := \frac{30\ MPa}{1.4} = 21.43\ MPa$$

(1) Resistência vertical da base

A verificação da tensão de compressão abaixo da placa de base encontra-se abaixo: A área da placa de base é 0,785m², sendo C_d o valor da solicitação de compressão de cálculo igual a 1.012kN.

$$\sigma_c := \frac{C_d}{A_d} = 1.289\ MPa$$

Logo, o valor obtido está abaixo da resistência de cálculo de compressão do concreto utilizado, e portanto está seguro.

(2) Resistência lateral da base

A tensão de compressão que ocorrerá na lateral da base acontecerá devido ao cisalhamento e o momento fletor.

Considerando o maior esforço horizontal na base à jusante, a tensão transmitida à base devido ao cisalhamento será:

$$\sigma_{cisalhamento} := \frac{835\ kN}{600\ mm \cdot 1\ m} = 1.39\ MPa$$

Considerando a maior reação ao momento na base à jusante, a tensão transmitida à base devido ao momento será:

$$\sigma_{momento} := \frac{6 \cdot 795\ kN \cdot m}{600\ mm \cdot (1\ m)^2} = 7.95\ MPa$$

Logo, a resistência à compressão do concreto utilizado é maior do que as duas parcelas de tensão solicitantes calculadas.

$$\sigma_{cisalhamento} + \sigma_{momento} = 9.34\ MPa$$

2.6.4 Armadura de fretagem (precaução)

Normalmente, mesmo que a reação de suporte seja pequena, por precaução, coloca-se uma armadura de aço ao redor dos tubos. A força horizontal é suportada pelos aros de aço, cujo volume necessário As é calculado conforme abaixo.

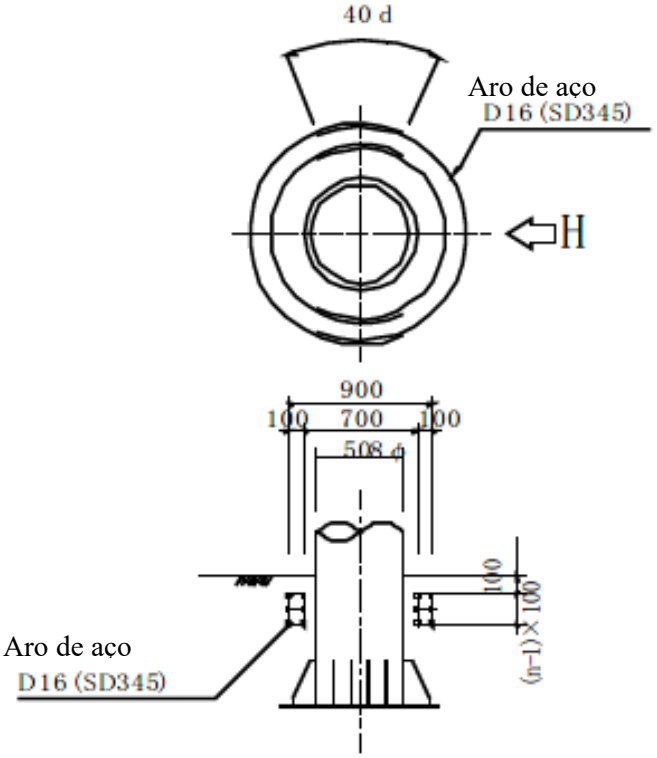
Volume necessário de barras de aço As:

$$A_s = \frac{1000 \times H}{\sigma sa}$$

Onde:

σas: Tensão admissível da barra de aço (180N/mm^2)
H: Força horizontal da parte inferior do pilar (kN)

Dessa forma, são dispostos os aros de aço >As. Tal como na figura, obtém-se a quantidade de camadas 'n camadas' dos aros de aço D16 (SD345).



Fonte: Elaborado pelo Comitê Técnico

$$A_s = \frac{1000 \times H}{\sigma sa} = \frac{1000 \times 835}{180} = 4638{,}88$$

$$A_s' = A \times n \times 2 \times 2 = 196{,}8 \times n \times 2 \times 2 = 787{,}2 \times n > A_s$$

$$n > \frac{A_s}{787{,}2} = \frac{4638{,}88}{787{,}2} = 5{,}89$$

$$\rightarrow \quad 6$$

Aqui, ao utilizar o D16, foram necessárias 6 camadas de armação.

2.7 Dimensionamento da parte não transbordante (parte impermeável)

O projeto da seção da parte não transbordante da barreira permeável considera os mesmos critérios e procedimentos adotados para o dimensionamento da barreira impermeável.

O formato da seção não transbordante, parte impermeável, teve a inclinação do paramento de montante equiparada à inclinação do paramento formado pelas peças da parte transbordante, sendo essa 1:0,30. Já a inclinação do paramento de jusante foi obtida a partir do cálculo de estabilidade.

2.7.1 Combinação de cargas usadas no cálculo de estabilidade

O entendimento das forças externas de projeto e das condições de estabilidade da parte não transbordante (parte impermeável) da barreira permeável é igual ao da barreira impermeável.

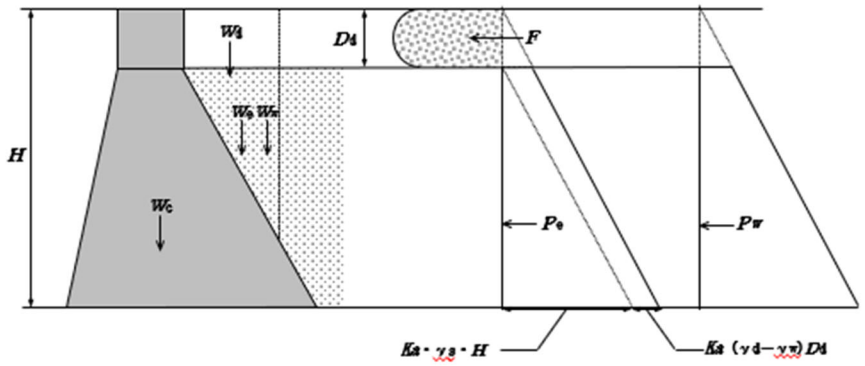
No caso da barreira permeável, o cálculo de estabilidade é efetuado para os períodos de fluxo de detritos considerando o preenchimento total dos sólidos e desconsiderando os períodos de cheia.

As forças resultantes externas que atuam na parte não transbordante da barreia estão apresentadas na Figura 2.7.1.

Tabela 2.7.1 Forças externas de projeto da barreira permeável (parte não transbordante)

Condição	Períodos de normalidade	Períodos de fluxo de detritos	Períodos de cheia
Altura da barreira inferior a 15m		Pressão hidrostática e empuxo Solicitação hidrodinâmica do fluxo de detritos Peso próprio e peso do fluxo de detritos	

Figura 2.7.1 Forças externas de projeto da parte não transbordante (períodos de fluxo de detritos)

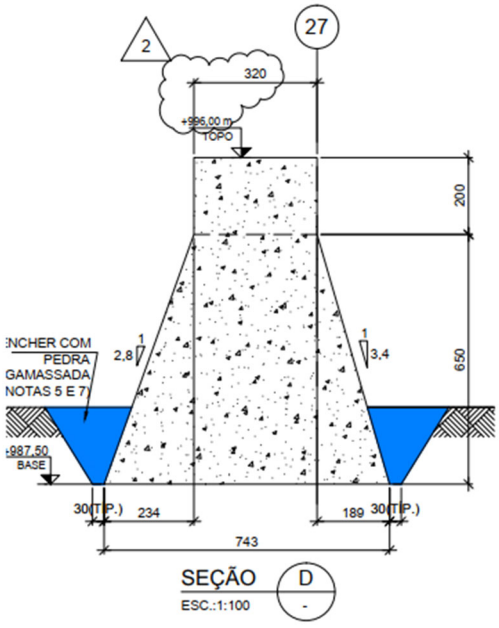


O resultado do cálculo de estabilidade da parte não transbordante, parte impermeável, está descrito abaixo.

(1) Formato da seção da parte não transbordante, impermeável, utilizado no cálculo

A seção da barreira impermeável utilizada nos cálculos encontra-se abaixo:

Figura 2.7.2 Seção da parte impermeável



Fonte: Elaborado pelo Comitê Técnico

(2) Resultado do cálculo de estabilidade da parte não transbrdante

As parcelas de força vertical e seus braços de alavanca encontram-se resumidos na tabela abaixo:

Figura 2.7.3 Esquema de forças atuantes na seção D

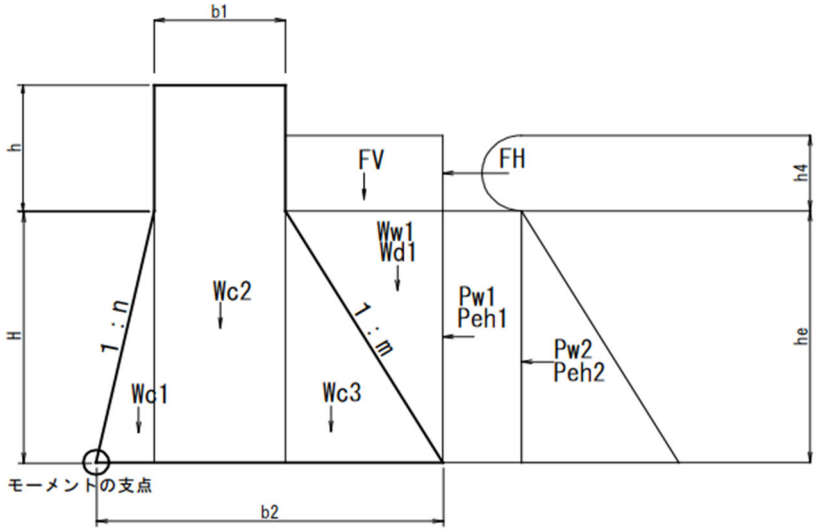


Tabela 2.7.2 Parcelas de força vertical e seus braços de alavanca (seção D)

Descrição da parcela	Força (kN/m)	Braço de alavanca (m)
Peso próprio 1 (Wc1)	173,53	1,55
Peso próprio 2 (Wc2)	625,60	3,92
Peso próprio 3 (Wc3)	142,90	6,61
Peso de água a montante (Ww1)	62,13	5,97
Peso de deposição de detrito (Wd1)	50,95	5,97
Peso do fluxo de detrito (Fv)	58,93	6,29

As parcelas de força horizontais e seus braços de alavanca encontram-se resumidos na tabela abaixo:

Tabela 2.7.3 Parcelas de força horizontais e seus braços de alavanca (seção D)

Descrição da parcela	Força (kN/m)	Braço de alavanca (m)
Pressão hidrostática 1 (Pw1)	126,10	3,25
Pressão hidrostática 2 (Pw2)	211,25	2,17
Pressão dos sedimentos 1 (Peh1)	22,28	3,25
Pressão dos sedimentos 2 (Peh2)	51,97	2,17
Força devido ao fluxo de detritos (Fh)	88,97	7,47

Os somatórios de forças e momentos encontram-se resumidos abaixo:

- O somatório de forças verticais calculado foi: 1.114,04kN/m
- O somatório de forças horizontais calculado foi: 500,57kN/m
- O somatório de momentos estabilizantes foi: 4.713,44kNm/m
- O somatório de momentos de tombamento foi: 1.717,13kNm/m

Os cálculos de estabilidade encontram-se resumidos abaixo:

- Segurança ao tombamento:

$$FS := \frac{M_{EST}}{M_{TOMB}} = 2.75$$

$$e_0 := \left| \frac{M_{EST} - M_{TOMB}}{V_{TOTAL}} \right| = 2.69\ m \qquad e_f := \frac{b_2}{2} - e_0 = 0.94\ m \qquad \frac{b_2}{6} = 1.21\ m$$

Portanto a estrutura apresenta segurança ao tombamento superior ao estabelecido pela norma.

- Segurança ao deslizamento:

A favor da segurança, desprezou-se a coesão entre a barreira e a fundação.

$$FS := \frac{\tan(\phi) \cdot V_{TOTAL}}{H_{TOTAL}} = 1.56$$

Portanto a estrutura apresenta segurança ao deslizamento superior ao estabelecido pela norma.

- Capacidade de suporte da fundação:

$$\sigma_{jusante} := \frac{V_{TOTAL}}{b_2} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot e_f}{b_2}\right) = 272.618 \ kPa$$

$$\sigma_{montante} := \frac{V_{TOTAL}}{b_2} \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot e_f}{b_2}\right) = 34.705 \ kPa$$

Portanto as tensões na fundação a jusante e a montante estão abaixo da capacidade resistente do solo.

2.7.2 Dimensionamento das asas

O dimensionamento das asas segue o mesmo procedimento adotado na barreira impermeável.

(1) Formato das asas

Obedecendo o Manual Sabo, a largura do topo das asas foi igualada à largura da soleira do vertedouro. Até o preenchimento total dos sólidos, a água escoará pela parte aberta, por causa do posicionamento da estrutura reticulada em aço também na parte não transbordante, mesmo após o preenchimento total dos sólidos, a água escoará através dessa parte não transbordante, portanto não foi necessário dimensionar a inclinação das asas, cujo formato ficou horizontal.

(2) Engaste nas encostas das margens

O resultados das sondagens permitiram julgar que a fundação do corpo da barreira ficará em rocha sã; com base na topografia, definiu-se o formato para garantir a profundidade do engaste do corpo da barreira.

Foi constatado que na margem direita há a presença de rocha íntegra, portanto optou-se por estrutura não guarnecida de asa em concreto.

(3) Cálculo de estabilidade

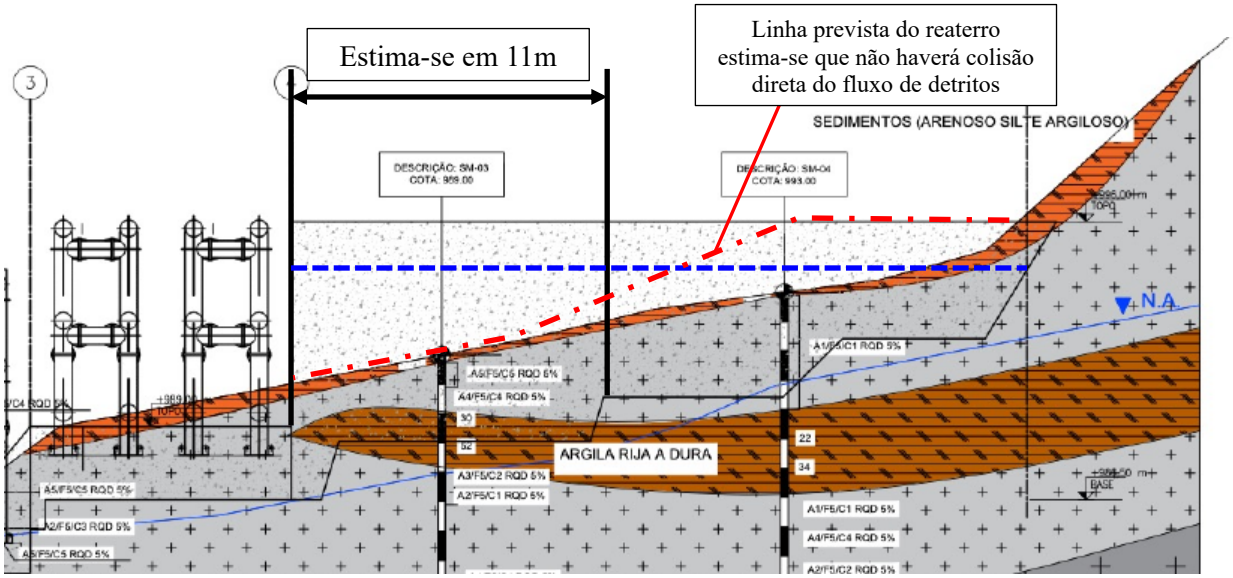
A carga utilizada no cálculo de estabilidade das asas considera o maior valor obtido da comparação da força de impacto dos blocos e dos troncos, ao qual é adicionada a hidrodinâmica do fluxo de detritos. Os esforços externos de projeto utilizados na análise das asas são:

- Peso próprio da asa
- Solicitação hidrodinâmica do fluxo de detritos
- Força de impacto dos blocos ou dos troncoss

a) Definição do bloco para o qual será realizada a avaliação da estabilidade

Estimou-se o centro do degrau da parte não transbordante em concreto da margem esquerda como 1 bloco de 11 m, o qual foi considerado para a avaliação da estabilidade, conforme demonstrado abaixo. Vale destacar que mesmo sendo de menor porte que o bloco do lado da encosta, estima-se que este segundo não receberá a colisão direta do fluxo de detritos, por causa do reaterro, portanto foi retirado desta análise.

Figura 2.7.4 Posição do cálculo de estabilidade da asa



Fonte: Elaborado pelo Projeto Sabo

b) Resultado do cálculo de estabilidade

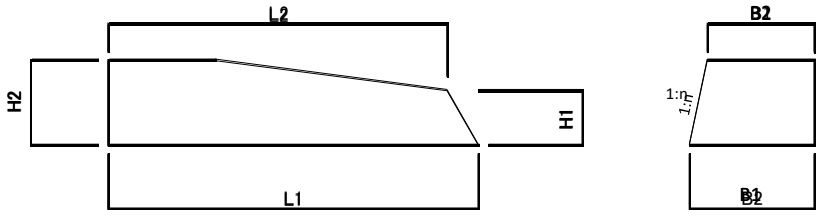
No cálculo de estabilidade, o bloco analisado satisfez as condições de estabilidade, portanto julgou-se desnecessário utilizar reforço nas asas. A seguir, apresenta-se o resultado da análise do bloco B1.

Tabela 2.7.4 Tabela dos resultados do cálculo de estabilidade

	Bloco B1
Peso próprio da asa (kN/m)	144,38
Força de impacto dos blocos (kN/m)	494,97
Força de impacto dos troncos (kN/m)	154,83
Hidrodinâmica do fluxo de detritos (kN/m)	494,97
Fator de segurança para deslizamento (n>4)	14,21
Tensão admissível de compressão (kN/m^2) σ ´ca < 5850	425,82
Tensão admissível de tração flexora (kN/m^2) σ ca > -337.5	-335,58

Cálculo das asas — Número do bloco: B1

Símbolo	item	Unidade	Valor
	Formato da asa		
B1	Espessura da base da asa	m	3,20
B2	Espessura do topo da asa	m	3,20
L1	Comprimento da base da asa	m	11,00
L2	Comprimento da inclinação do topo da asa	m	11,00
H1	Altura da asa	m	2,00
H2	Altura da asa	m	2,00
1:n	Inclinação do paramento de jusante da asa		1:0,00
	Condições básicas		
π	Razão circunferência-diâmetro		3,14
g	Aceleração gravitacional	m/s^2	9,81
n	Fator de segurança ao deslizamento		1,5
	Especificações do concreto		
E1	Coeficiente de elasticidade da resistência final da reta secante do concreto	N/m^2	2,55 ×10^9
ν1	Coeficiente de Poisson do concreto		0,194
We	Peso específico do concreto	kN/m^2	22,56
τc	Tensão de cisalhamento do concreto	kN/m^2	2560
f	Coeficiente de atrito do concreto		0,7
σ´ca	Tensão de cisalhamento do concreto	kN/m^2	3900
	[1,5: majoração variável]		5850
σca	Tração fletora admitida do concreto	kN/m^2	225
	[1,5: majoração variável]		337,5
	Especificações do fluxo de detritos		
U :	Velocidade do fluxo de detritos	m/s	5,31
F	Hidrodinâmica do fluxo de detritos	kN	88,6
Dd	Altura da lâmina d'água do fluxo de detritos	m	1,94
Bd	Largura média do escoamentodo do fluxo de detritos	m	20,0
	Especificações dos blocos		
R	Raio dos blocos	m	0,8
E2	Coeficiente de elasticidade dos blocos	N/m^2	49,05 ×10^9
ν2	Coeficiente de Poisson dos blocos		0,23
σ	Densidade dos blocos	kg/m^3	2550
	Especificações dos troncos carreados		
Hwm	Altura máxima do tronco das árvores em pé a montante	m	10,0
Rwm	Diâmetro máximo do tronco na altura do peito das árvores em pé a montante	m	0,50
E3	Coeficiente de elasticidade dos troncos carreados	N/m^2	7,35 ×10^9
ν3	Coeficiente de Poisson dos troncos carreados		0,4
ρR	Densidade dos troncos carreados	$k\ g\ /m^3$	330
	Condições da armadura		
	Diâmetro da barra de aço utilizada		D29
	Recobrimento das barras (normalmente 30cm)	cm	30
	Unidades de barras de aço de projeto	unidade	0
σ_{sa}'	Tração admitida do aço	mm	180
		kN/m^2	180.000
σ_{sa}'	[1,5: majoração variável]	kN/m^2	270.000
τ_o'	Tensão de adesão admitida do concreto e vergalhão	mm	1,4
		kN/m^2	1.400
$\tau_{0'}$	[1,5: majoração variável]	kN/m^2	2.100



1. Calculo da força de impacto dos blocos (P1)

Força de impacto decorrente da colisão dos blocos
(Força de impacto que atua em cada unidade de comprimento do concreto da asa)

(1) Massa específica do concreto

Altura média	H=	2,00	m
Comprimento médio	L=	11,00	m
Espessura do topo (média)	B=	3,20	m
Peso específico do concreto	We=	22,56	kN/m^2
Aceleração gravitacional	g=	9,81	m/s^2

Massa específica do concreto

m_1= H×L×B×We×1000/g= 2,00×11,00×3,20×22,56×1000/9,81
= 161898,47 kg

(2) Massa específica dos blocos

Razão circunferência-diâmetro	π=	3,14	
Peso específico dos blocos	σ=	2550	kN/m^3
Raio dos blocos	R=	0,8	m

Peso dos blocos

m_2= 4/3·π·R^3·σ= 4×3×3,14×0,800× 2.550
= 5466 kg

(3) Cálculo dos coeficientes necessários

Coeficiente de elasticidade da resistência final da reta secante do concreto	E_1=	2,550 ×10^9N/㎡
Coeficiente de Poisson do concreto	ν_1=	0,194
Coeficiente de elasticidade dos blocos	E_2=	49,1 ×10^9N/㎡
Coeficiente de Poisson dos blocos	ν_2=	0,23
Velocidade dos blocos	V=	5,31 m/s
(Igual à velocidade de escoamento do fluxo de detritos)		
Coeficiente de correção da velocidade dos blocos	β	

É sabido que quando o bloco colide com o concreto-massa, quanto maior a velocidade de impacto, menor fica a força de impacto atuante. Sendo assim, calcula-se a força de impacto P que atua de fato no concreto das asas, seguindo a figura abaixo.

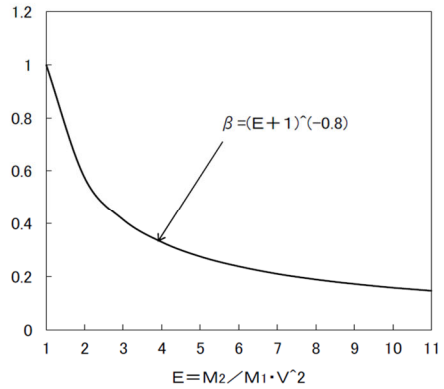


Figura - Coeficiente de correção da velocidade dos blocos e da força de impacto

Mizuyama, Imaki: Experimento da força de impacto do fluxos de detritos em barreira sabo, Jornal da Engenharia Civil, Vol. 22- No 11.

$$E=\frac{m_2}{m_1} \times V^2=\frac{5.466}{161.898,47} \times 5,31\text{^}2= 0,952$$

$$\beta= (E+1)^{-0,8}= (0,952+1,00)\text{^}-0,8 = 0,571$$

$$n_1=\frac{1}{m_2} = \frac{1}{5.466} = 0,00018$$

$$K_1=\frac{1-\nu_1^2}{\pi E_1} = \frac{1-0,194\text{^}2}{3,14\times 2.550\times 10\text{^}9} = 1,20 \times 10\text{^}-10$$

$$K_2=\frac{1-\nu_2^2}{\pi E_2} = \frac{1-0,23\text{^}2}{3,14\times 49,1\times 10\text{^}9} = 6,15 \times 10\text{^}-12$$

$$n=\sqrt{\frac{16R}{9\pi^2\cdot(K_1+K_2)^2}} = \sqrt{\frac{16\times 0,80}{9\times 3,14\text{^}2\times(1,20\times 10\text{^}-10+6,15\times 10\text{^}-12)\text{^}2}} = 3,01 \times 10\text{^}9$$

$$\alpha= \left(\frac{5V^2}{4n_1\cdot n}\right)^{2/5}=\left(\frac{5\times 5,31\text{^}2}{4\times 0,00018\times 3,01\times 10\text{^}9}\right)\text{^}^{2/5}= 2,12 \times 10\text{^}-2$$

$$P= \beta\cdot n\cdot\alpha^{3/2} = 0,59\times 3,01\times 10\text{^}9\times(2,12\times 10\text{^}-2)\text{^}(3/2) = 5.444.624 \text{ N} = 5.444,62\text{kN}$$

A partir da fórmula abaixo, obtém-se a força de impacto por unidade de comprimento de P1=494,97kN/n
P1=P/B 5.444,26kN/11,00= 494,97 kN/m

2. Calculo da força de impacto dos troncos carreados (P2)

Força de impacto decorrente da colisão dos troncos carreados
(Força de impacto que atua em cada unidade de comprimento do concreto da asa)

(1) Cálculo do comprimento máximo e do diâmetro máximo dos troncos
Define-se o comprimento máximo dos troncos (L_{wm}) pela fórmula abaixo:

$H_{wm} \geqq 1,3B_d$ Quando $L_{wm} \fallingdotseq 1,3B_d$
$H_{wm} < 1,3B_d$ Quando $L_{wm} \fallingdotseq H_{wm}$

Lwm: Comprimento máximo dos troncos (m)
Hwm: Altura máxima do tronco das árvores em pé a montan = 10,0 m
Bd: Largura média do escoamento do fluxo de detritos = 20,0 m
(Largura média do leito do canal onde estima-se que haverá erosão no momento da ocorrência do fluxo de detritos)

H_{wm}= 10m < 1,3Bd 1,3× 20,0 = 26 m
Logo, L_{wm}= 10 = 10 m

Como diâmetro máximo dos troncos (R_{wm}) considera-se o diâmetro máximo na altura do peito, presumindo que seja praticamente igual para as árvores em pé existentes na bacia a montante e que podem ser carreadas.

Logo, R_{wn} 0,5 m

(2) Massa específica dos troncos

Razão circunferência-diâmetro	π=	3,14
Diâmetro máximo do tronco	R_{wm}=	0,5 m
Raio máximo do tronco	R=	0,25 m
Comprimento máximo do tronc	$L_{wm=}$	10 m
Densidade dos troncos carreado	σ_R=	330 k g /m^3

(2) Massa específica dos troncos

$m_3= \pi \cdot R^2 \cdot L_{wm} \cdot \rho_R=$ 3,14×0,25^2×10,0×330

= 648 kg

(3) Cálculo dos coeficientes necessários

Coeficiente de elasticidade da resistência final da reta secante do concreto	E_1=	2,550 ×10^9N/m^2
Coeficiente de Poisson do concreto	ν_1=	0,194
Massa específica do concreto	m_1=	161.898,47 kg
Coeficiente de elasticidade dos troncos carreados	E_3=	7,35 ×10^9N/m^2
Coeficiente de Poisson dos troncos carreados	ν_3=	0,4
Velocidade dos troncos (igual à velocidade de escoamento do fluxo de detritos)	V=	5,31 m/s
Coeficiente de correção da velocidade dos blocos	β	

$$E=\frac{m_3}{m_1} \times V^2=\frac{648}{161.898,47} \times 5,31^2 = 0,113$$

$$\beta= (E+1)^{-0,8}= (0,113+1,00)^{-0,8} = 0,918$$

$$n_1=\frac{1}{m_3} = \frac{1}{648} = 0,00154$$

$$K_1=\frac{1-\nu_1^2}{\pi E_1} = \frac{1-0,194^2}{3,14\times 2,550\times 10^9} = 1,2 \times 10^{-10}$$

$$K_2=\frac{1-\nu_3^2}{\pi E_3} = \frac{1-0,40^2}{3,14\times 7,4\times 10^9} = 0,36 \times 10^{-10}$$

$$n=\sqrt{\frac{16R}{9\pi^2\cdot(K_1+K_2)^2}} = \sqrt{\frac{16\times 0,25}{9\times 3,14^2\times(1,20\times 10^{-10}+0,36\times 10^{-12})^2}} = 13,60 \times 10^{-10}$$

$$\alpha=\left(\frac{5V^2}{4n_1\cdot n}\right)^{2/5}= \left(\frac{5\times 5,31^2}{4\times 0,00154\times 13,60\times 10^8}\right)^{2/5} = 1,23 \times 10^{-2}$$

$P= \beta \cdot n \cdot \alpha^{3/2} =$ 0,913×13,60×10^8×(1,23×10^-2)^(3/2) = 1.703.100 N= 1.703,10kN

A partir da fórmula abaixo, obtém-se a força de impacto por unidade de comprimento de P2=154,83kN/m

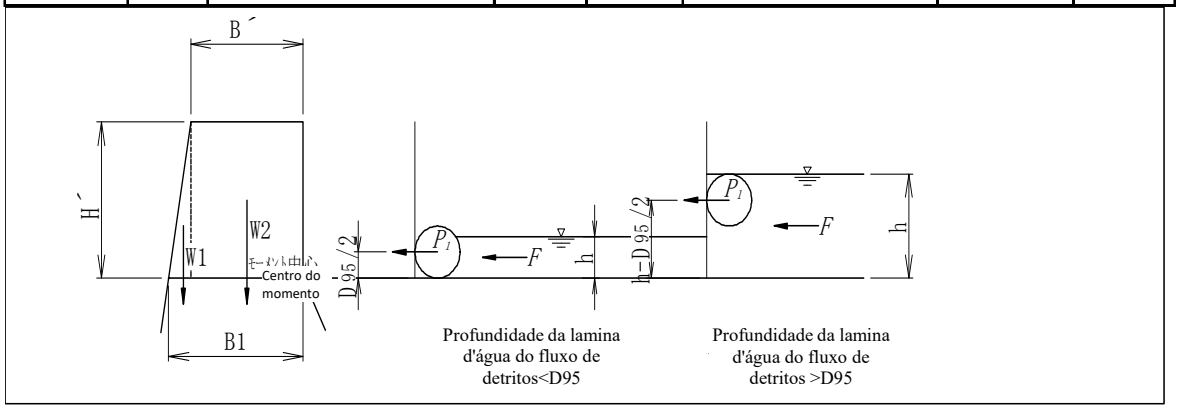
P2 =P/B 1.703,10kN/11,00m = 154,83 kN/m

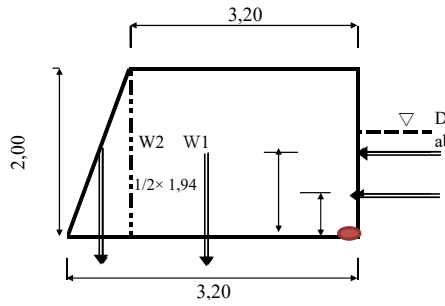
3. Cargas que incidem nas asas

Os cálculos foram realizados conforme o exposto. Comparadas as forças de impacto dos blocos (P1) e dos troncos carreados (P2) por unidade de comprimento, adota-se o maior valor no cálculo de estabilidade das asas. Desse modo, utiliza-se (482.30kN/m) como força de impacto, conforme abaixo.

Força de impacto dos blocos P1	494,97 kN/m
Força de impacto dos troncos carreados P2	154,83 kN/m
Força de impacto do fluxo de detritos	494,97 kN/m

Solicitações de projeto	Símbolo	Fórmula	Força vertical (kN)	Força horizontal (kN)	Fórmula de cálculo do braço de alavanca	Comprimento do braço de alavanca	Momento
Peso próprio da asa	W1	3,20× 2,00 × 22,56	144,38		1/2× 3,20	1,60	231,0
	W2	1×2×(3,20-3,20)×2,00× 22,56	0,00		3,20+1/3×(3,20-3,20)	3,20	0,0
Força de impacto do fluxo de detritos	P1			494,97	1,94−1/2 × 1,6	1,14	564,3
Hidrodinâmica do fluxo de detritos	F			88,60	1/2× 1,94	0,97	85,94
Total			144,38	583,57			881,2





Onde: D d = 1,94 > D95 = 1,6

Sendo este o resultado, a colisão ocorrerá com o bloco suspenso na água.

▽ Dessa forma, o comprimento do braço da força de impacto do fluxo de detritos fica posicionado abaixo da superfície da água, em 1/2 do diâmetro máximo do bloco.

P1= 494,97

F= 88,60

4. Memória do cálculo de estabilidade das asas

Total das forças horizontais	H=	835,57	
Total das forças verticais	V=	144,38	
Total do momento	M=	881,2	
Tensão de cisalhamento admitida do concret	τ_c=	2560	kN/m^2
Espessura do topo	L=	3,20	m
Coeficiente de atrito	f=	0,70	
Fator de segurança ao deslizamento	n=	1,50	

(1) Análise de deslizamento

$$n=\frac{f\cdot V+\tau_c\cdot L}{H}=\frac{0{,}70\times 144{,}38\times+2.560\times 3{,}200}{583{,}57}=14{,}21$$

14,21 > 1,5 GOOD

(2) Análise sobre o reforço das asas

$$x=\frac{M}{V}=\frac{881{,}2222}{144{,}38}=6{,}103\ \text{m}$$

$$e=x-\frac{1}{2}B$$

$$=6{,}103-\frac{1}{2}\times 3{,}20=4{,}50\ \text{m}$$

$$\sigma=\frac{V}{B}\times\{1\pm(6\times\frac{e}{B})\}$$

$$\sigma max=\frac{144{,}38}{3{,}20}\times\{1+(6\times\frac{4{,}5}{3{,}20})\}=425{,}82\ \text{kN/m}^2<5850\ \text{kN/m}^2$$

. . . . . GOOD

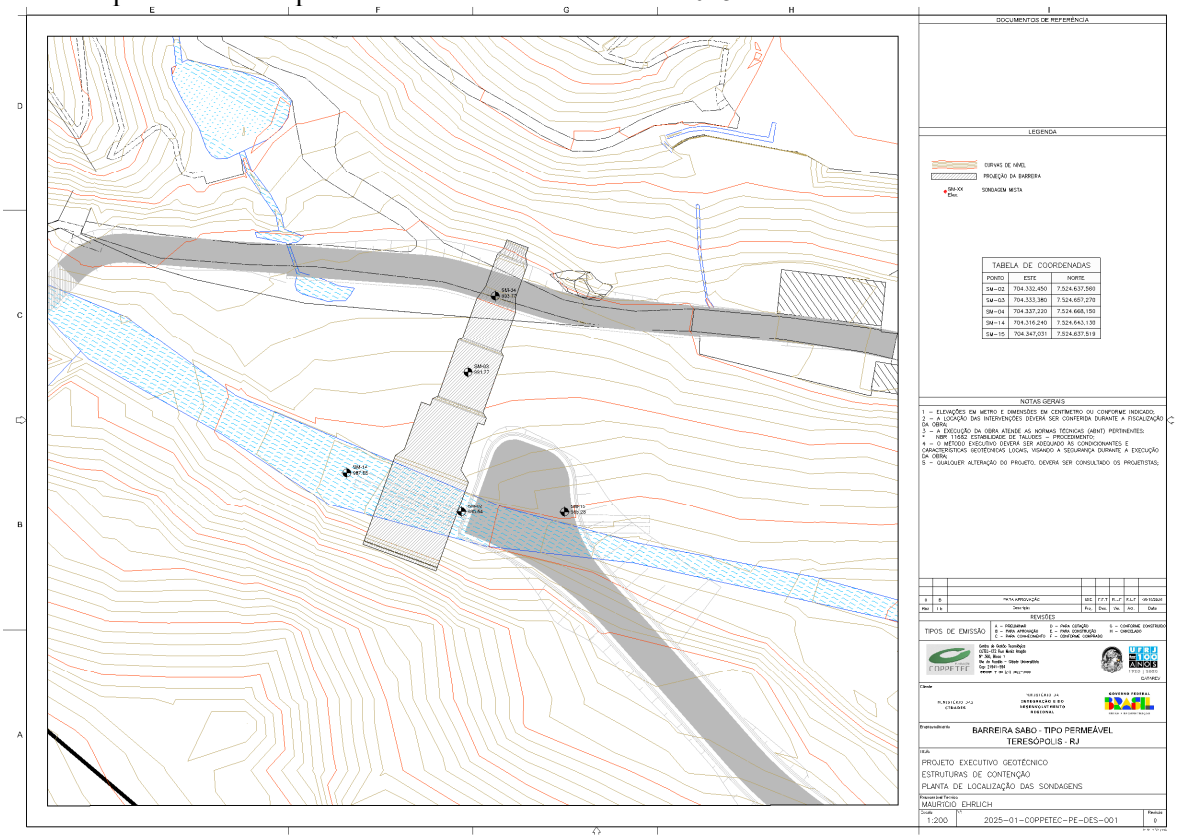
$$\sigma min=\frac{144{,}38}{3{,}20}\times\{1-(6\times\frac{4{,}5}{3{,}20})\}=-335{,}58\ \text{kN/m}^2<-337{,}5\ \text{kN/m}^2$$

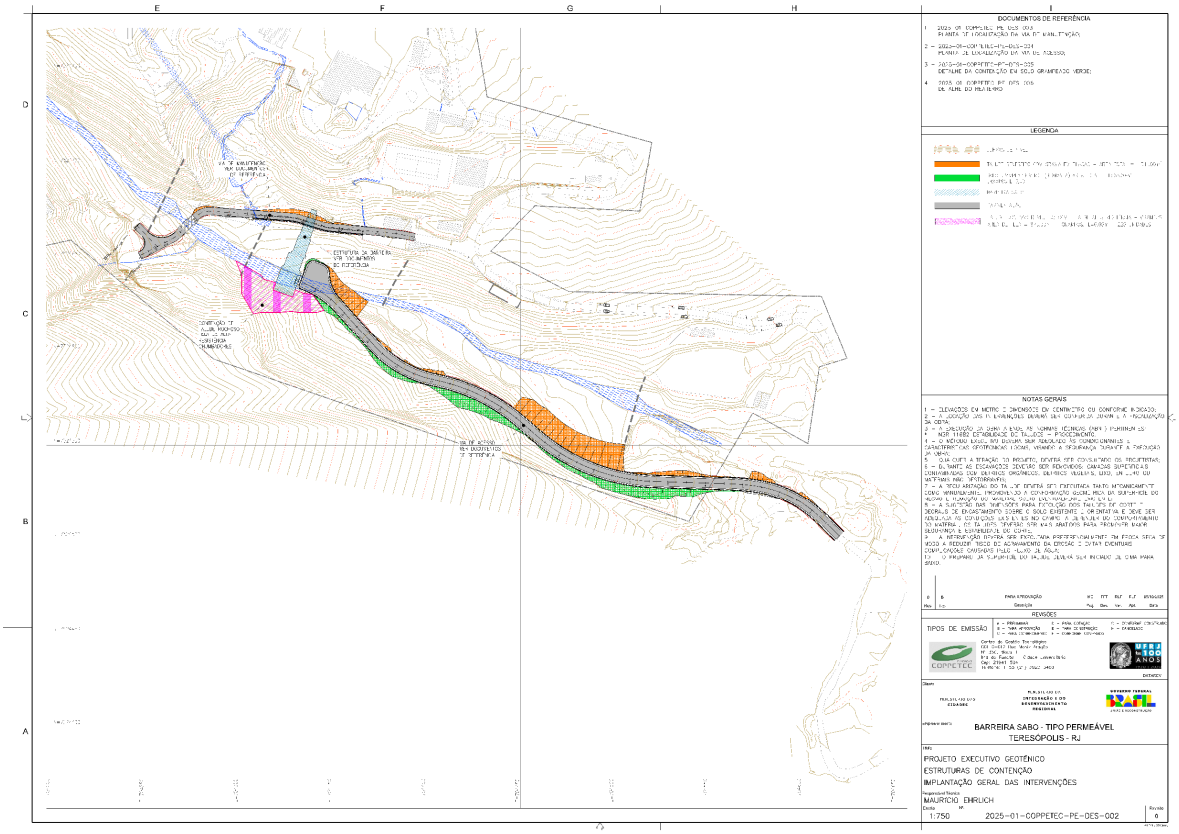
. . . . . GOOD

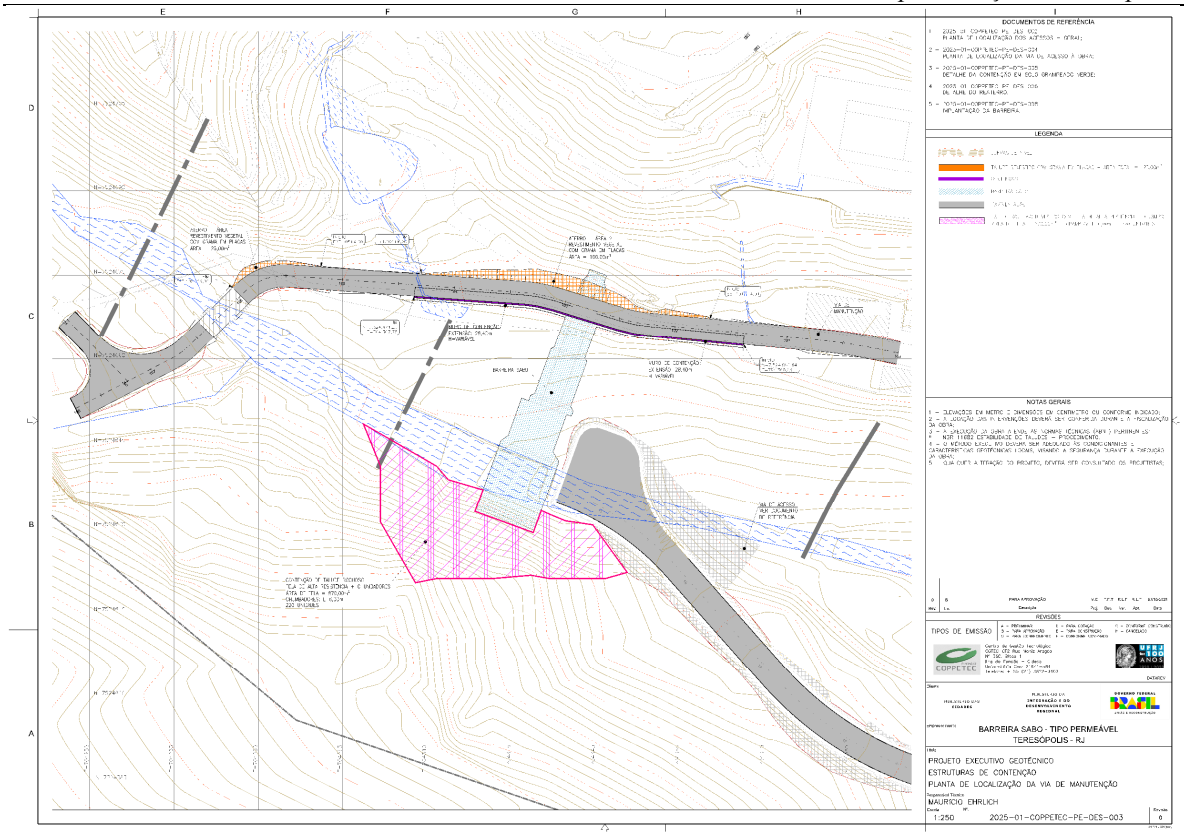
Como mencionado acima, as asas são estáveis diante das forças de impacto e da hidrodinâmica dos fluxos de terra.

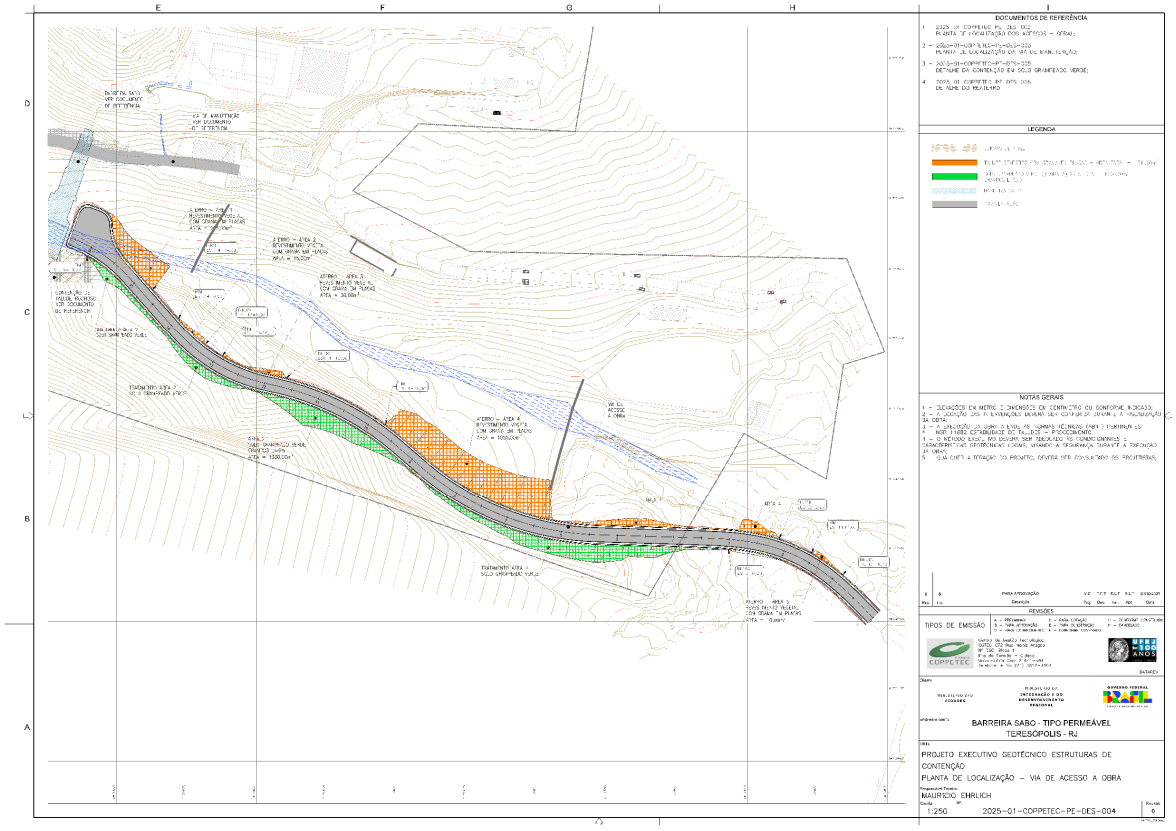
2.8 Desenhos do projeto

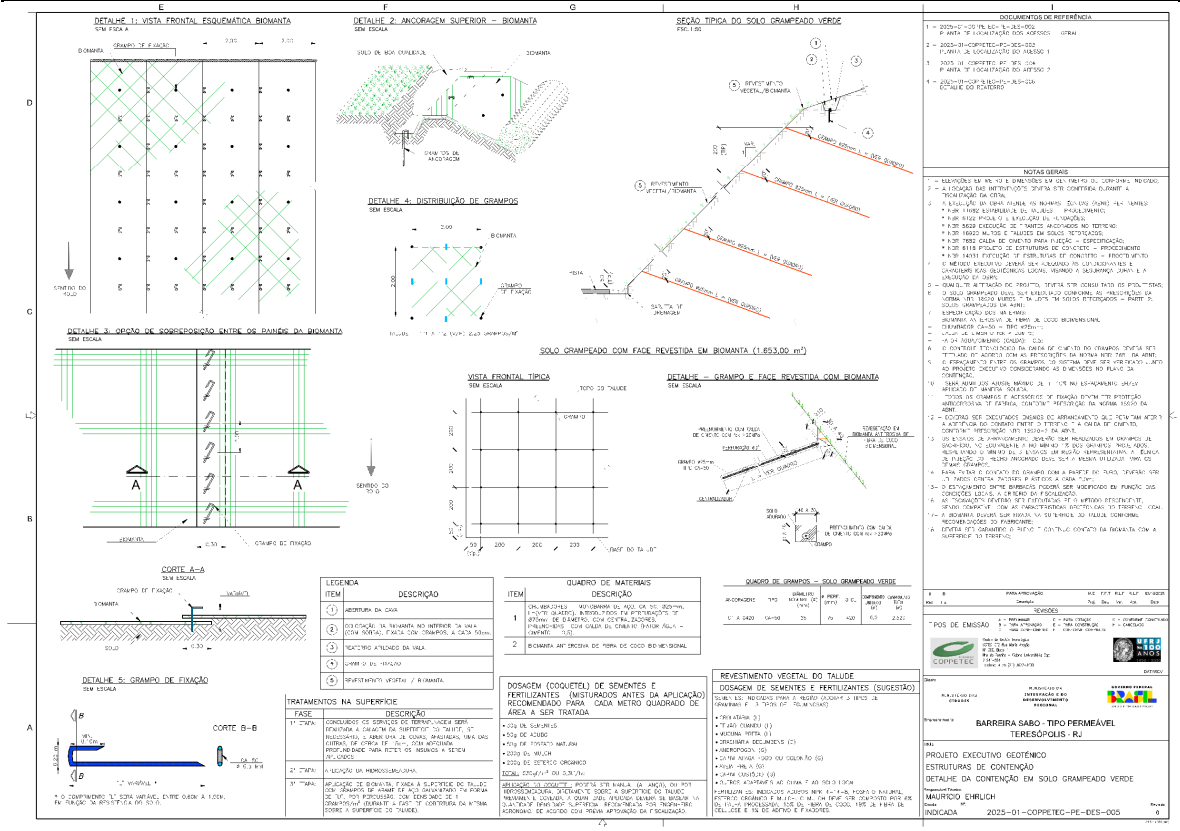
Apresentam-se a plantas atualizadas no dia 11/12/2025.

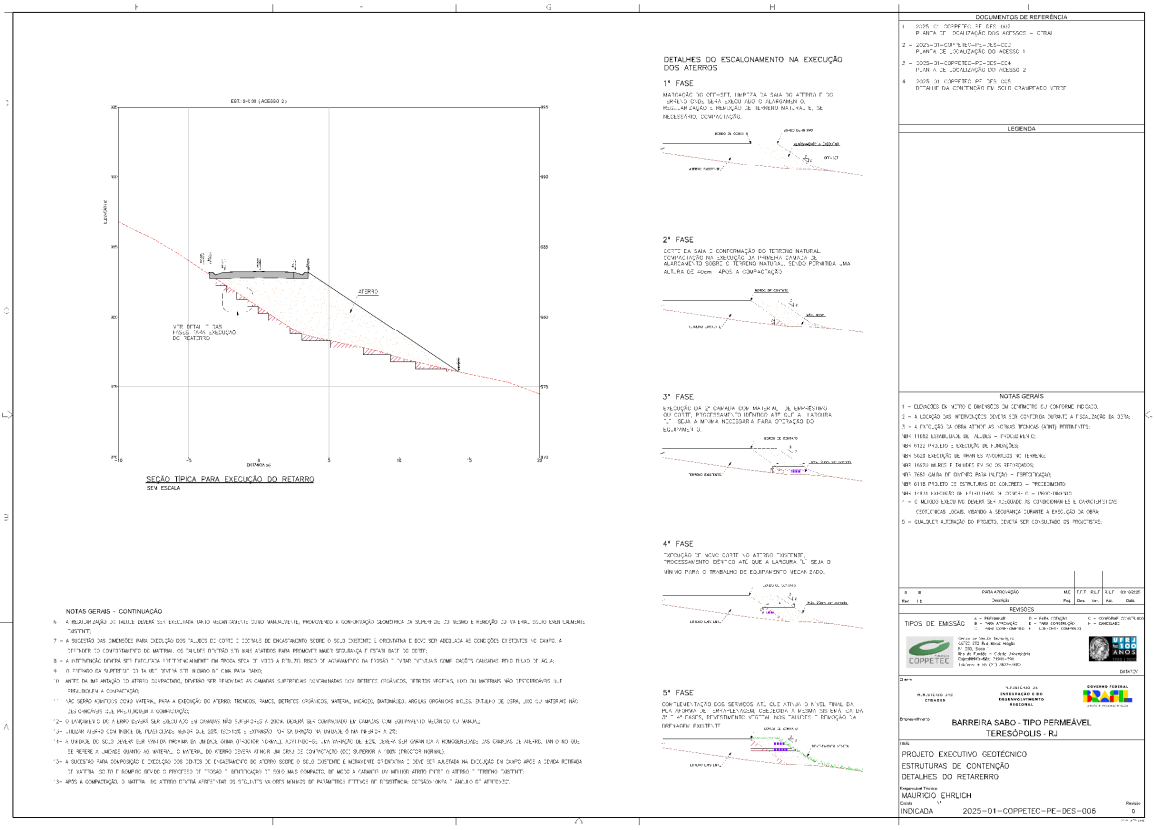


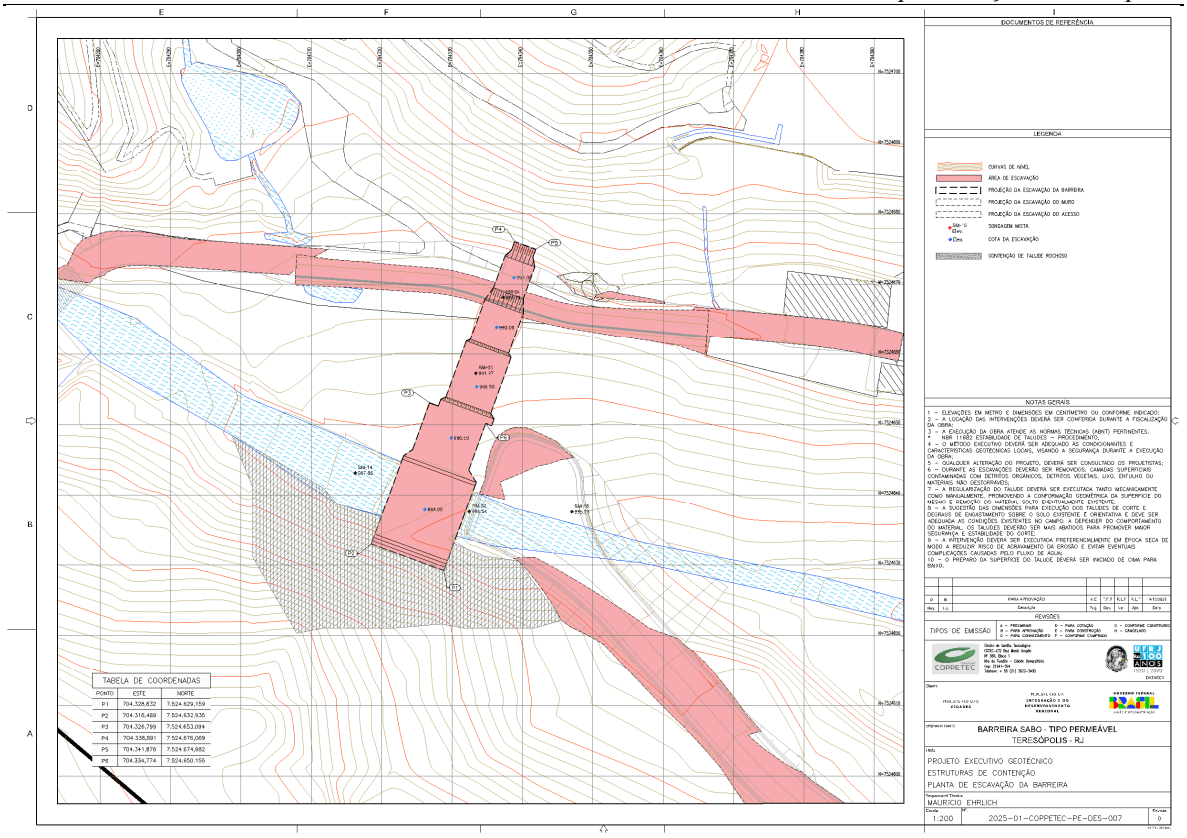


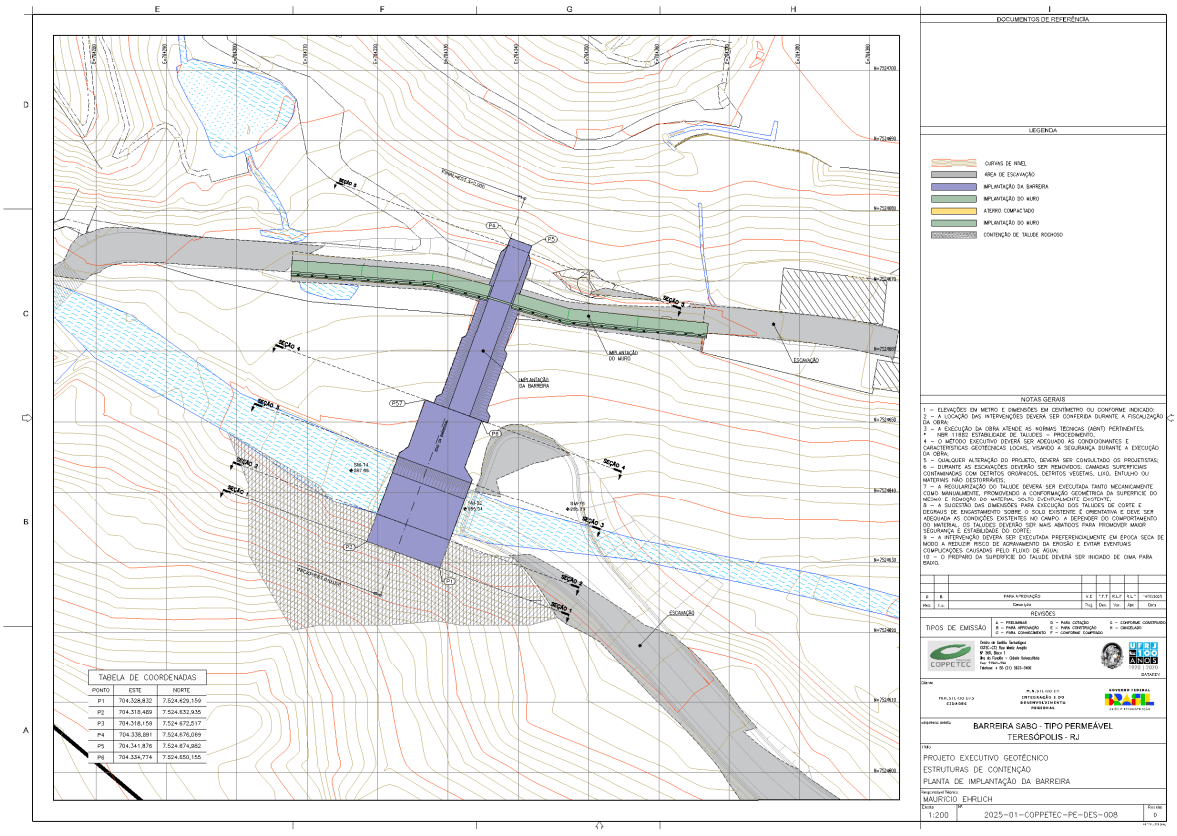

DOCUMENTOS DE REFERÊNCIA
LEGENDA
NOTAS GERAIS
REVISÕES
TIPOS DE EMISSÃO
BARREIRA SABO - TIPO PERMEÁVEL
TERESÓPOLIS - RJ
PROJETO EXECUTIVO GEOTÉCNICO
ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO
PLANTA DE LOCALIZAÇÃO DA VIA DE MANUTENÇÃO
MAURICIO EHRLICH
1:250
2025-01-COPPETEC-PE-DES-003

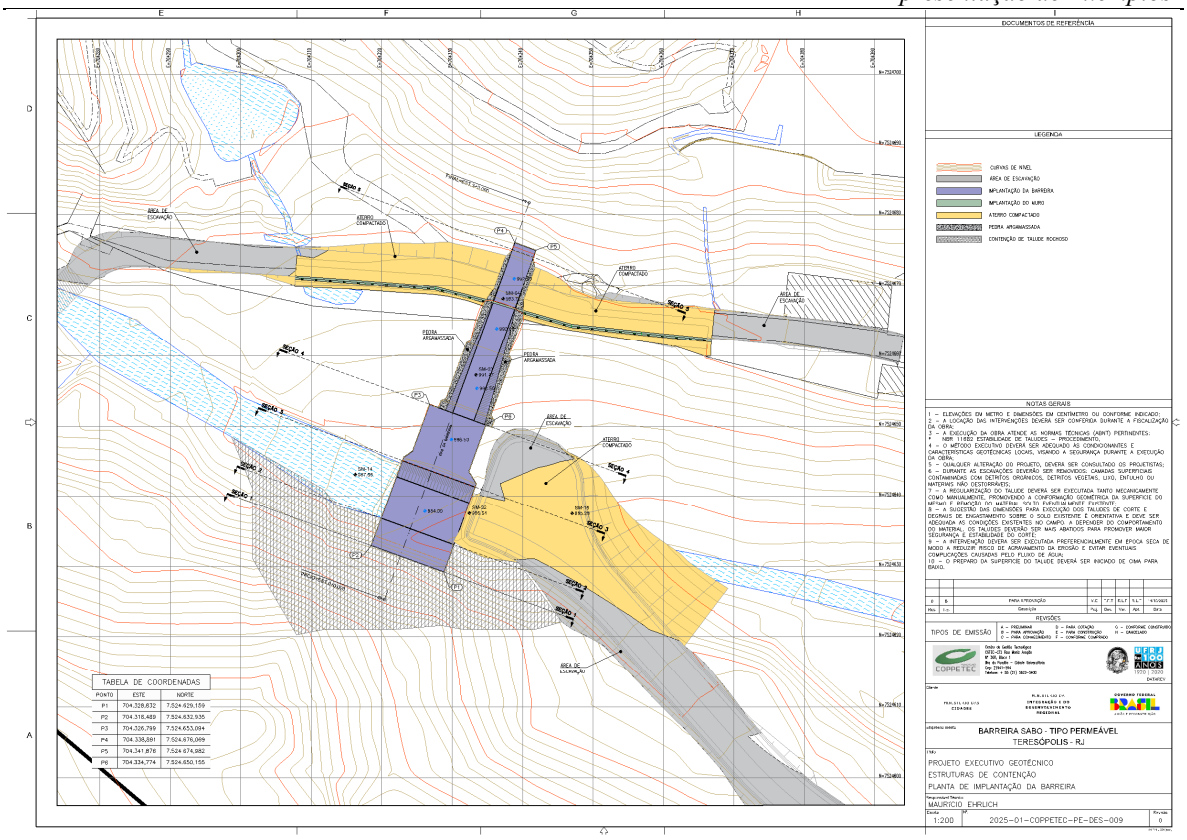

DOCUMENTOS DE REFERÊNCIA
LEGENDA
NOTAS GERAIS
REVISÕES
TIPOS DE EMISSÃO
BARREIRA SABO - TIPO PERMEÁVEL
TERESÓPOLIS - RJ
PROJETO EXECUTIVO GEOTÉCNICO ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO
PLANTA DE LOCALIZAÇÃO – VIA DE ACESSO A OBRA
MAURICIO EHRLICH
1:250
2025-01-COPPETEC-PE-DES-004

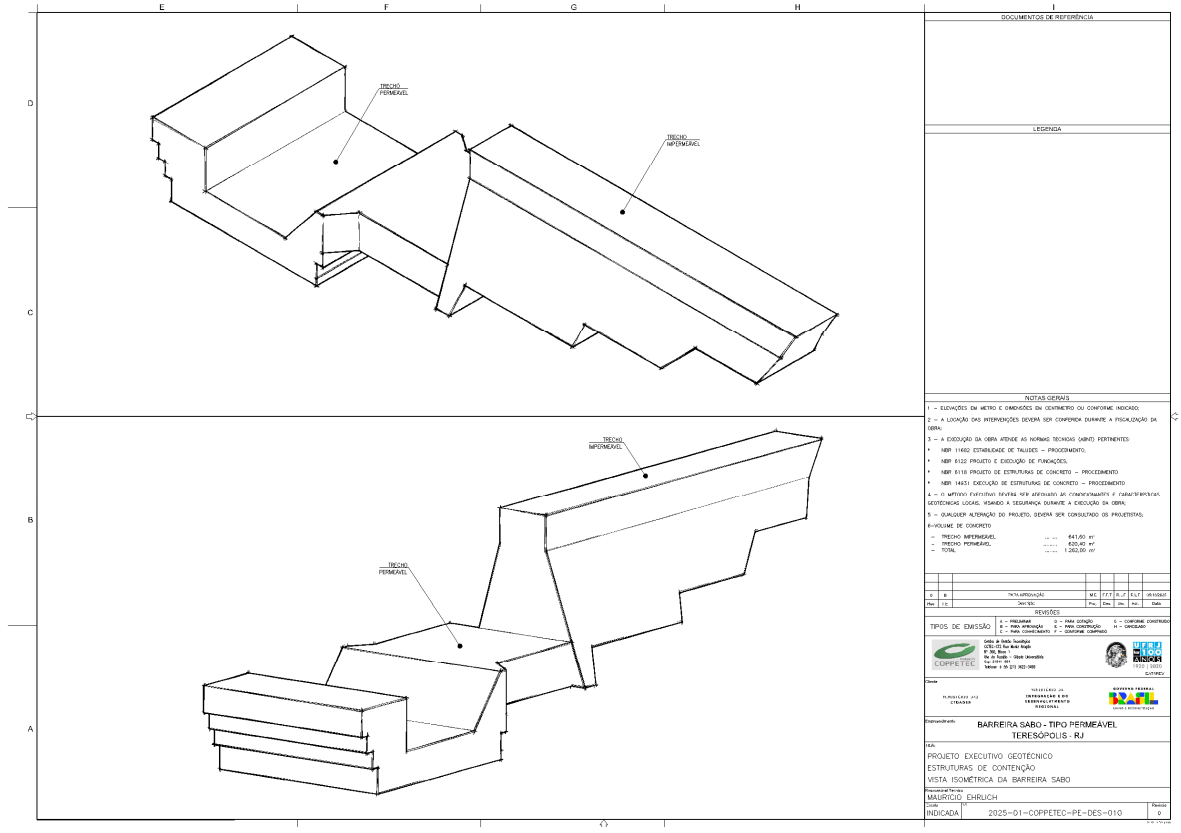

DETALHE 1: VISTA FRONTAL ESQUEMÁTICA BIOMANTA
DETALHE 2: ANCORAGEM SUPERIOR – BIOMANTA
SEÇÃO TÍPICA DO SOLO GRAMPEADO VERDE
DETALHE 4: DISTRIBUIÇÃO DE GRAMPOS
DETALHE 3: OPÇÃO DE SOBREPOSIÇÃO ENTRE OS PAINÉIS DA BIOMANTA
SOLO GRAMPEADO COM FACE REVESTIDA EM BIOMANTA (1.653,00 m²)
VISTA FRONTAL TÍPICA
DETALHE – GRAMPO E FACE REVESTIDA COM BIOMANTA
CORTE A–A
LEGENDA
QUADRO DE MATERIAIS
QUADRO DE GRAMPOS – SOLO GRAMPEADO VERDE
DETALHE 5: GRAMPO DE FIXAÇÃO
CORTE B–B
TRATAMENTOS NA SUPERFÍCIE
DOSAGEM (COQUETEL) DE SEMENTES E FERTILIZANTES (MISTURADOS ANTES DA APLICAÇÃO) RECOMENDADO PARA CADA METRO QUADRADO DE ÁREA A SER TRATADA
REVESTIMENTO VEGETAL DO TALUDE
DOSAGEM DE SEMENTES E FERTILIZANTES (SUGESTÃO)
DOCUMENTOS DE REFERÊNCIA
NOTAS GERAIS
REVISÕES
BARREIRA SABO - TIPO PERMEÁVEL
TERESÓPOLIS - RJ
PROJETO EXECUTIVO GEOTÉCNICO
ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO
DETALHE DA CONTENÇÃO EM SOLO GRAMPEADO VERDE
MAURÍCIO EHRLICH
INDICADA
2025-01-COPPETEC-PE-DES-005

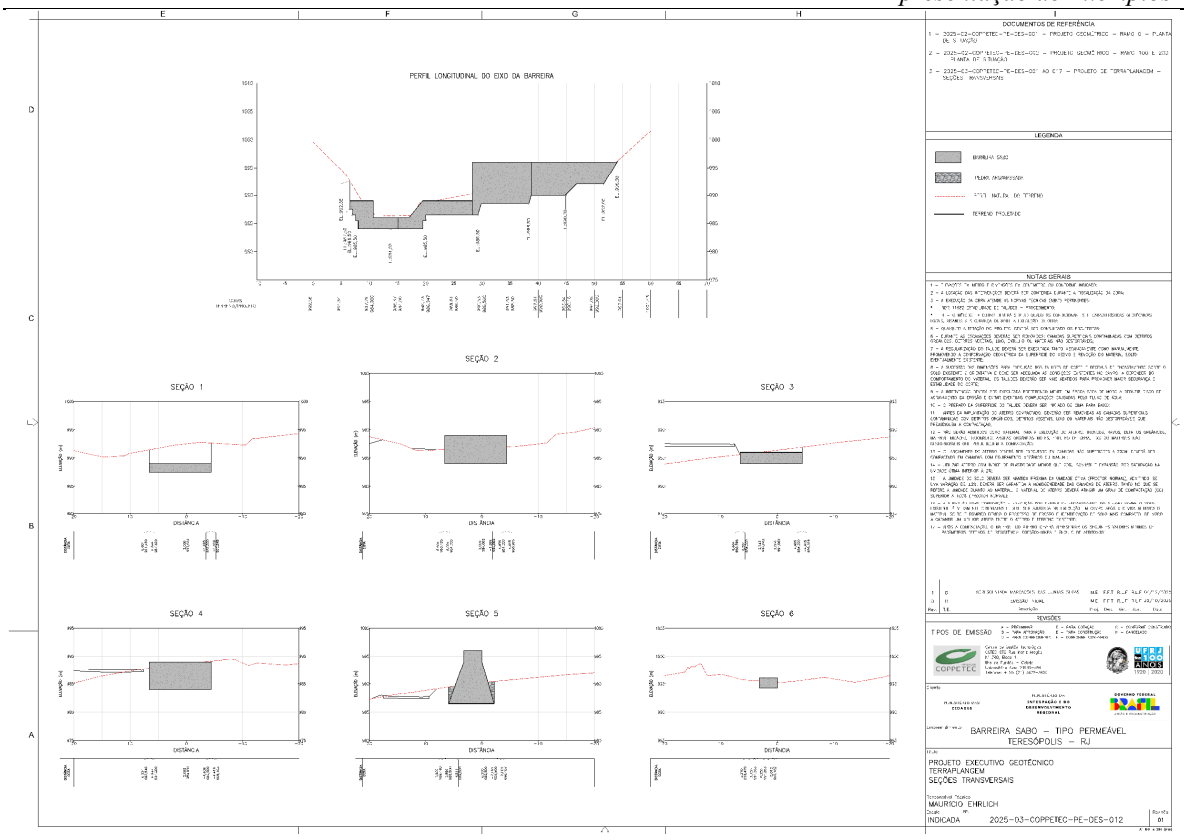

DETALHES DO ESCALONAMENTO NA EXECUÇÃO DOS ATERROS
1ª FASE
2ª FASE
3ª FASE
4ª FASE
5ª FASE
SEÇÃO TÍPICA PARA EXECUÇÃO DO RETARRO
ATERRO
NOTAS GERAIS - CONTINUAÇÃO
DOCUMENTOS DE REFERÊNCIA
LEGENDA
NOTAS GERAIS
REVISÕES
BARREIRA SABO - TIPO PERMEÁVEL
TERESÓPOLIS - RJ
PROJETO EXECUTIVO GEOTÉCNICO
ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO
DETALHES DO RETARERRO
MAURÍCIO EHRLICH
INDICADA
2025-01-COPPETEC-PE-DES-006

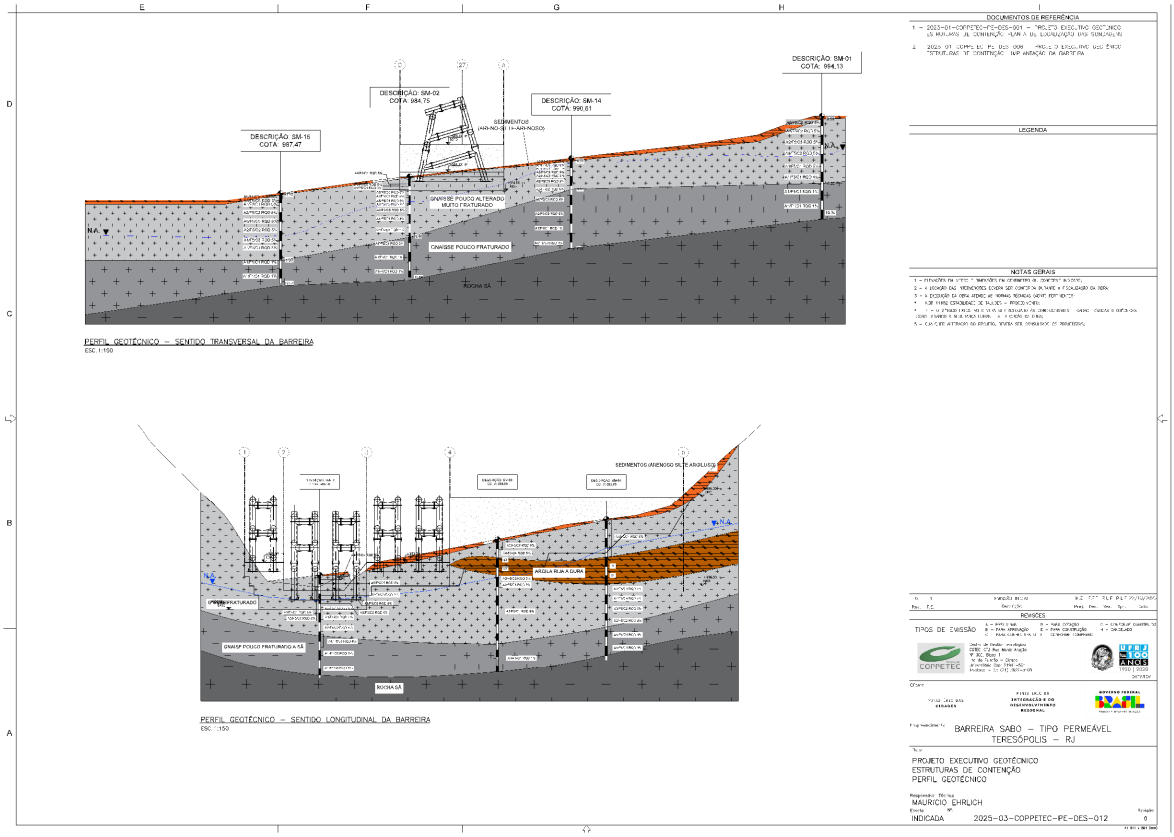

TABELA DE COORDENADAS
PONTO ESTE NORTE
P1 704.328,832 7.524.629,159
P2 704.318,489 7.524.632,935
P3 704.326,799 7.524.653,084
P4 704.338,591 7.524.676,069
P5 704.341,876 7.524.674,882
P6 704.334,774 7.524.650,155
DOCUMENTOS DE REFERÊNCIA
LEGENDA
NOTAS GERAIS
BARREIRA SABO - TIPO PERMEÁVEL
TERESÓPOLIS - RJ
PROJETO EXECUTIVO GEOTÉCNICO
ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO
PLANTA DE ESCAVAÇÃO DA BARREIRA
MAURICIO EHRLICH
1:200
2025-01-COPPETEC-PE-DES-007

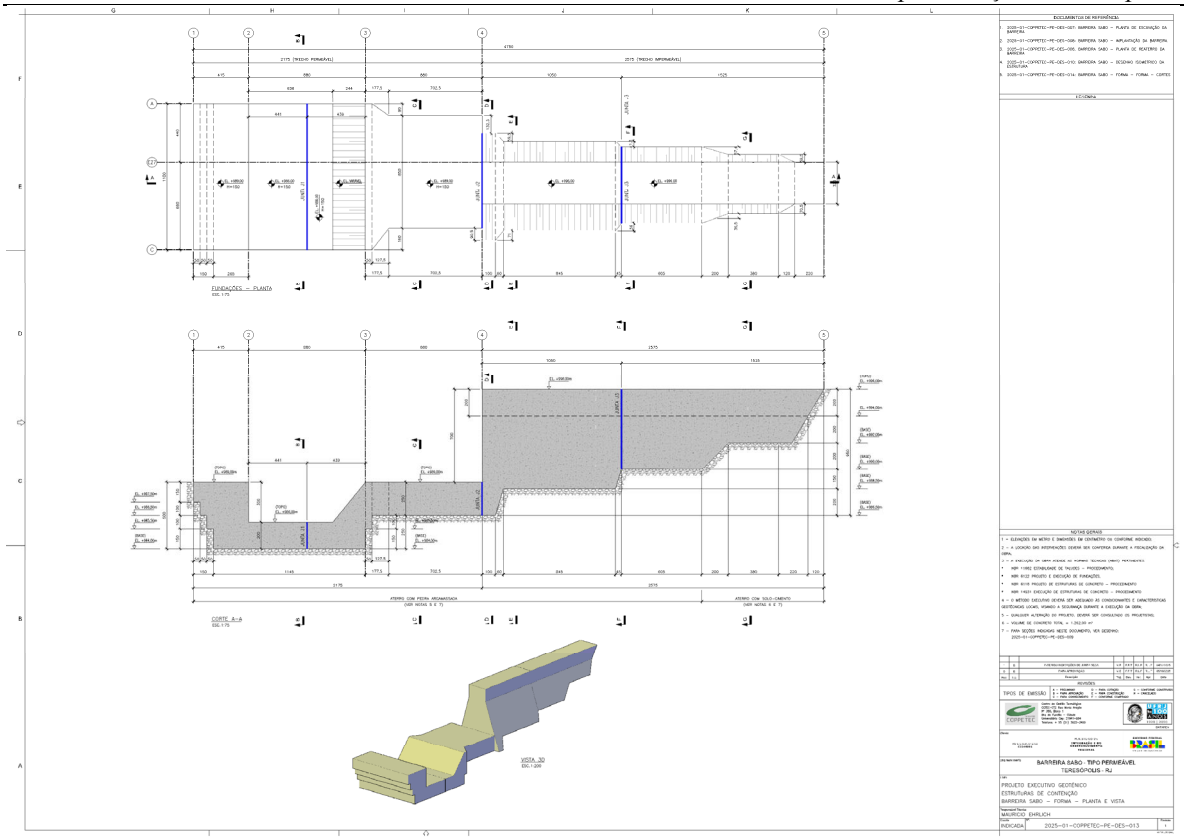

TABELA DE COORDENADAS
PONTO ESTE NORTE
P1 704.328,832 7.524.629,159
P2 704.318,489 7.524.632,935
P3 704.316,159 7.524.672,517
P4 704.338,891 7.524.676,069
P5 704.341,876 7.524.674,882
P6 704.334,774 7.524.650,155
DOCUMENTOS DE REFERÊNCIA
LEGENDA
NOTAS GERAIS
BARREIRA SABO - TIPO PERMEÁVEL
TERESÓPOLIS - RJ
PROJETO EXECUTIVO GEOTÉCNICO
ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO
PLANTA DE IMPLANTAÇÃO DA BARREIRA
MAURICIO EHRLICH
1:200
2025-01-COPPETEC-PE-DES-008

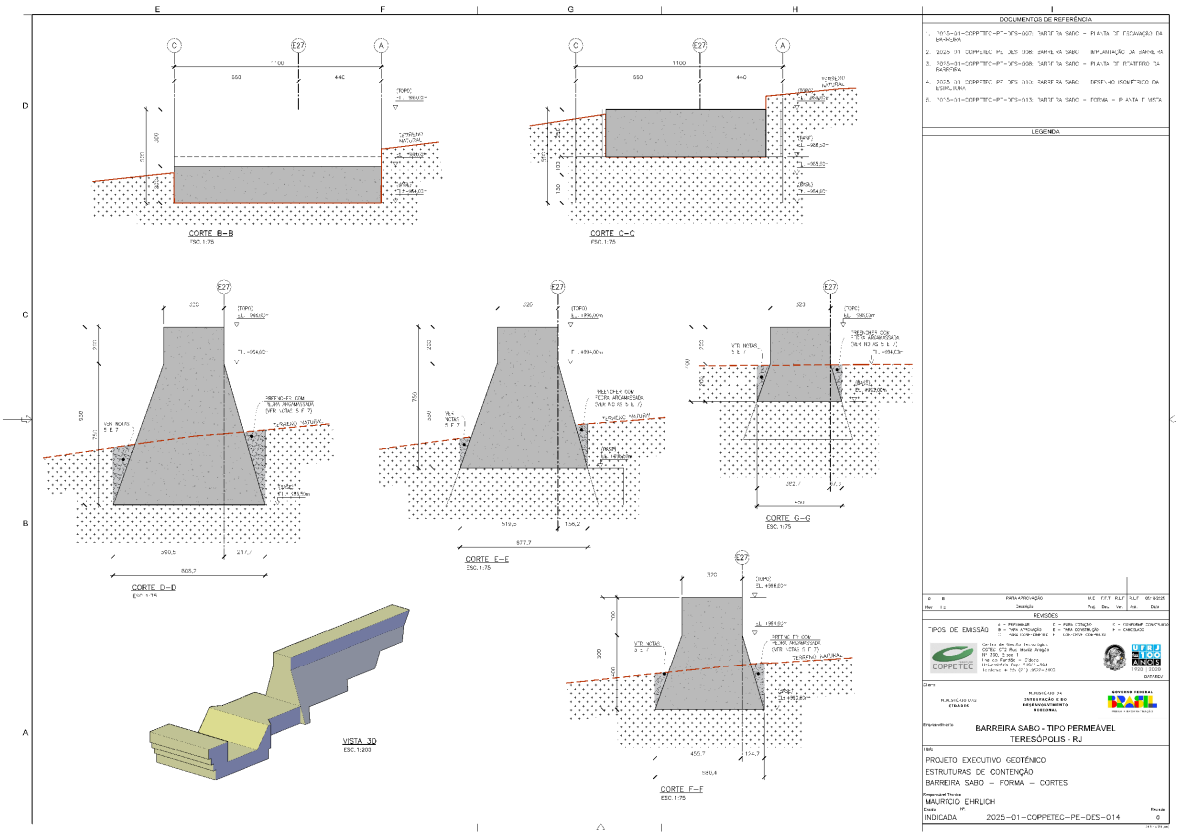

DOCUMENTOS DE REFERÊNCIA
LEGENDA
CURVAS DE NÍVEL
ÁREA DE ESCAVAÇÃO
IMPLANTAÇÃO DA BARREIRA
IMPLANTAÇÃO DO MURO
ATERRO COMPACTADO
PEDRA ARGAMASSADA
CONTENÇÃO DE TALUDE ROCHOSO
NOTAS GERAIS
1 – ELEVAÇÕES EM METRO E DIMENSÕES EM CENTIMETRO OU CONFORME INDICADO;
2 – A LOCAÇÃO DAS INTERVENÇÕES DEVERÁ SER CONFERIDA DURANTE A FISCALIZAÇÃO DA OBRA;
3 – A EXECUÇÃO DA OBRA ATENDE AS NORMAS TÉCNICAS (ABNT) PERTINENTES;
• NBR 11682 ESTABILIDADE DE TALUDES – PROCEDIMENTO;
4 – O MÉTODO EXECUTIVO DEVERÁ SER ADEQUADO AS CONDICIONANTES E CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS LOCAIS, VISANDO A SEGURANÇA DURANTE A EXECUÇÃO DA OBRA;
5 – QUALQUER ALTERAÇÃO DO PROJETO, DEVERÁ SER CONSULTADO OS PROJETISTAS;
6 – DURANTE AS ESCAVAÇÕES DEVERÃO SER REMOVIDOS: CAMADAS SUPERFICIAIS CONTAMINADAS COM DETRITOS ORGÂNICOS, DETRITOS VEGETAIS, LIXO, ENTULHO OU MATERIAIS NÃO DESEJADOS;
7 – A REGULARIZAÇÃO DO TALUDE DEVERÁ SER EXECUTADA TANTO MECANICAMENTE COMO MANUALMENTE, PROMOVENDO A CONFORMAÇÃO GEOMÉTRICA DA SUPERFÍCIE DO MACIÇO E REMOÇÃO DO MATERIAL SOLTO REMANESCENTE;
8 – A SUGESTÃO DAS DIMENSÕES PARA EXECUÇÃO DOS TALUDES DE CORTE E DEGRAUS DE ENGASTAMENTO SOBRE O SOLO EXISTENTE É ORIENTATIVA E DEVE SER ADEQUADA AS CONDIÇÕES EXISTENTES NO CAMPO A DEPENDER DO COMPORTAMENTO DO MATERIAL, OS TALUDES DEVERÃO TER MAIS ABATIDOS PARA PROMOVER MAIOR ESTABILIDADE AO CONJUNTO;
9 – A INTERVENÇÃO DEVERÁ SER EXECUTADA PREFERENCIALMENTE EM ÉPOCA SECA DE MODO A REDUZIR RISCO DE AGRAVAMENTO DA EROSÃO E EVITAR EVENTUAIS COMPLICAÇÕES CAUSADAS PELO FLUXO DE ÁGUA;
10 – O PREPARO DA SUPERFÍCIE DO TALUDE DEVERÁ SER INICIADO DE CIMA PARA BAIXO.
TABELA DE COORDENADAS
PONTO | ESTE | NORTE
P1 | 704.328,832 | 7.524.629,159
P2 | 704.318,489 | 7.524.632,935
P3 | 704.326,799 | 7.524.653,094
P4 | 704.338,881 | 7.524.676,069
P5 | 704.341,876 | 7.524.674,882
P6 | 704.334,774 | 7.524.650,155
SEÇÃO 1
SEÇÃO 2
SEÇÃO 3
SEÇÃO 4
SEÇÃO 5
SEÇÃO 6
SEÇÃO 7
SEÇÃO 8
REVISÕES
TIPOS DE EMISSÃO
COPPETEC
BARREIRA SABO - TIPO PERMEÁVEL
TERESÓPOLIS - RJ
PROJETO EXECUTIVO GEOTÉCNICO
ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO
PLANTA DE IMPLANTAÇÃO DA BARREIRA
MAURÍCIO EHRLICH
1:200
2025-01-COPPETEC-PE-DES-009

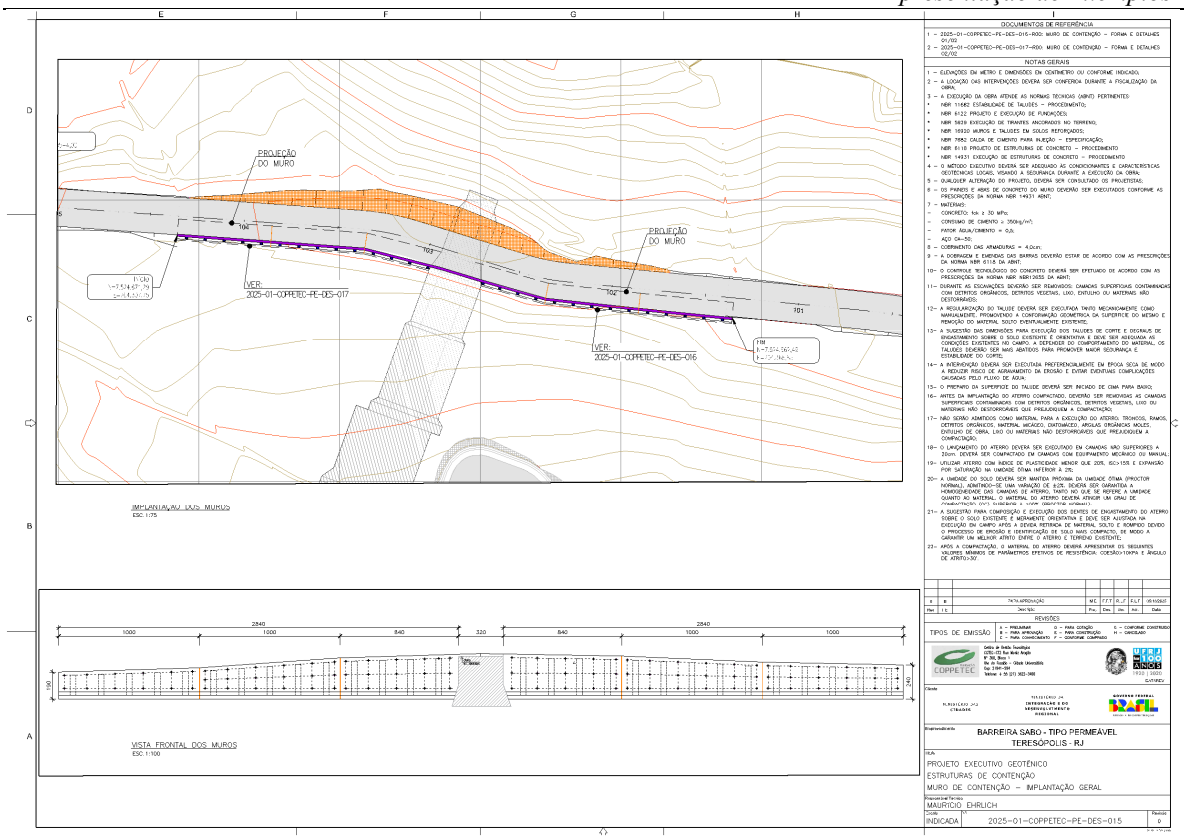

DOCUMENTOS DE REFERÊNCIA
LEGENDA
TRECHO PERMEÁVEL
TRECHO IMPERMEÁVEL
NOTAS GERAIS
1 – ELEVAÇÕES EM METRO E DIMENSÕES EM CENTIMETRO OU CONFORME INDICADO;
2 – A LOCAÇÃO DAS INTERVENÇÕES DEVERÁ SER CONFERIDA DURANTE A FISCALIZAÇÃO DA OBRA;
3 – A EXECUÇÃO DA OBRA ATENDE AS NORMAS TÉCNICAS (ABNT) PERTINENTES;
• NBR 11682 ESTABILIDADE DE TALUDES – PROCEDIMENTO;
• NBR 6122 PROJETO E EXECUÇÃO DE FUNDAÇÕES;
• NBR 6118 PROJETO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO – PROCEDIMENTO
• NBR 14931 EXECUÇÃO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO – PROCEDIMENTO
4 – O MÉTODO EXECUTIVO DEVERÁ SER ADEQUADO AS CONDICIONANTES E CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS LOCAIS, VISANDO A SEGURANÇA DURANTE A EXECUÇÃO DA OBRA;
5 – QUALQUER ALTERAÇÃO DO PROJETO, DEVERÁ SER CONSULTADO OS PROJETISTAS;
6 – VOLUME DE CONCRETO
– TRECHO IMPERMEÁVEL ..... 641,60 m³
– TRECHO PERMEÁVEL ..... 620,40 m³
– TOTAL ..... 1.262,00 m³
REVISÕES
TIPOS DE EMISSÃO
COPPETEC
BARREIRA SABO - TIPO PERMEÁVEL
TERESÓPOLIS - RJ
PROJETO EXECUTIVO GEOTÉCNICO
ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO
VISTA ISOMÉTRICA DA BARREIRA SABO
MAURÍCIO EHRLICH
INDICADA
2025-01-COPPETEC-PE-DES-010

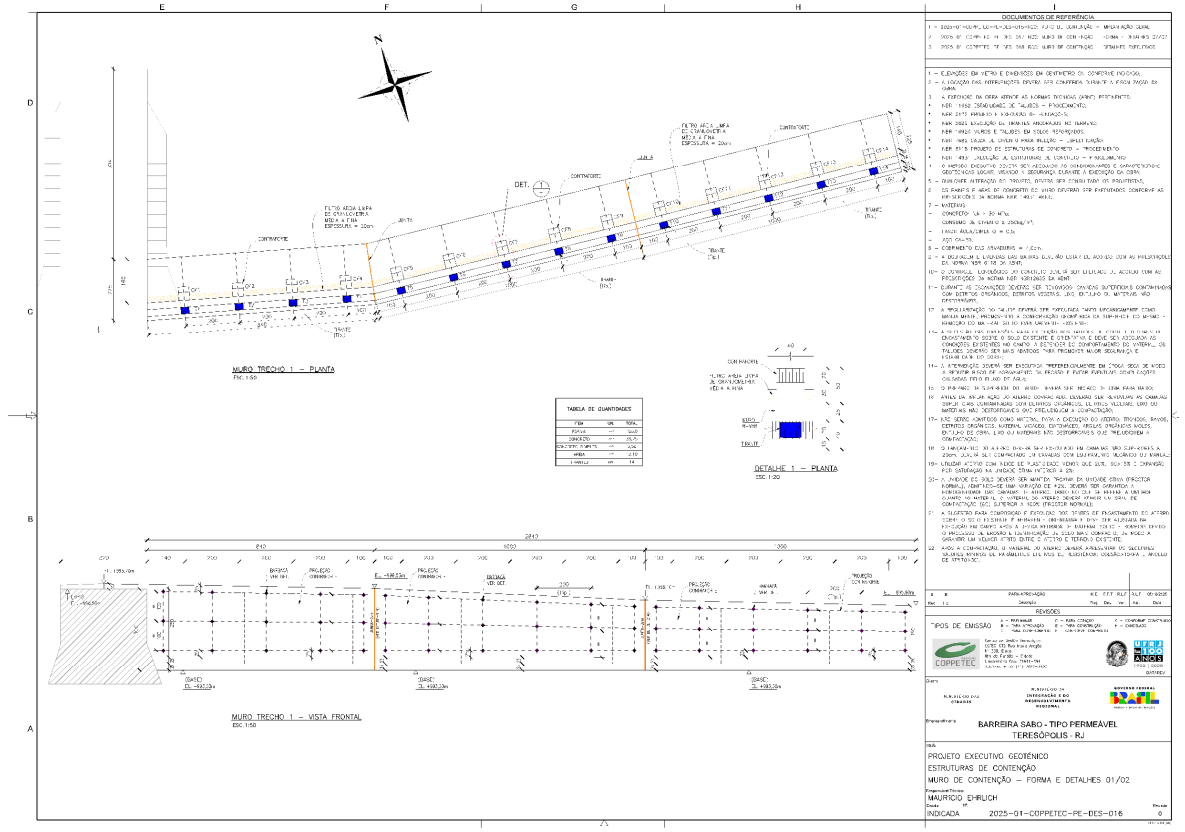

PERFIL LONGITUDINAL DO EIXO DA BARREIRA
SEÇÃO 1
SEÇÃO 2
SEÇÃO 3
SEÇÃO 4
SEÇÃO 5
SEÇÃO 6
DOCUMENTOS DE REFERÊNCIA
LEGENDA
NOTAS GERAIS
REVISÕES
TIPOS DE EMISSÃO
BARREIRA SABO – TIPO PERMEÁVEL
TERESÓPOLIS – RJ
PROJETO EXECUTIVO GEOTÉCNICO
TERRAPLANGEM
SEÇÕES TRANSVERSAIS
MAURICIO EHRLICH
INDICADA
2025-03-COPPETEC-PE-DES-012

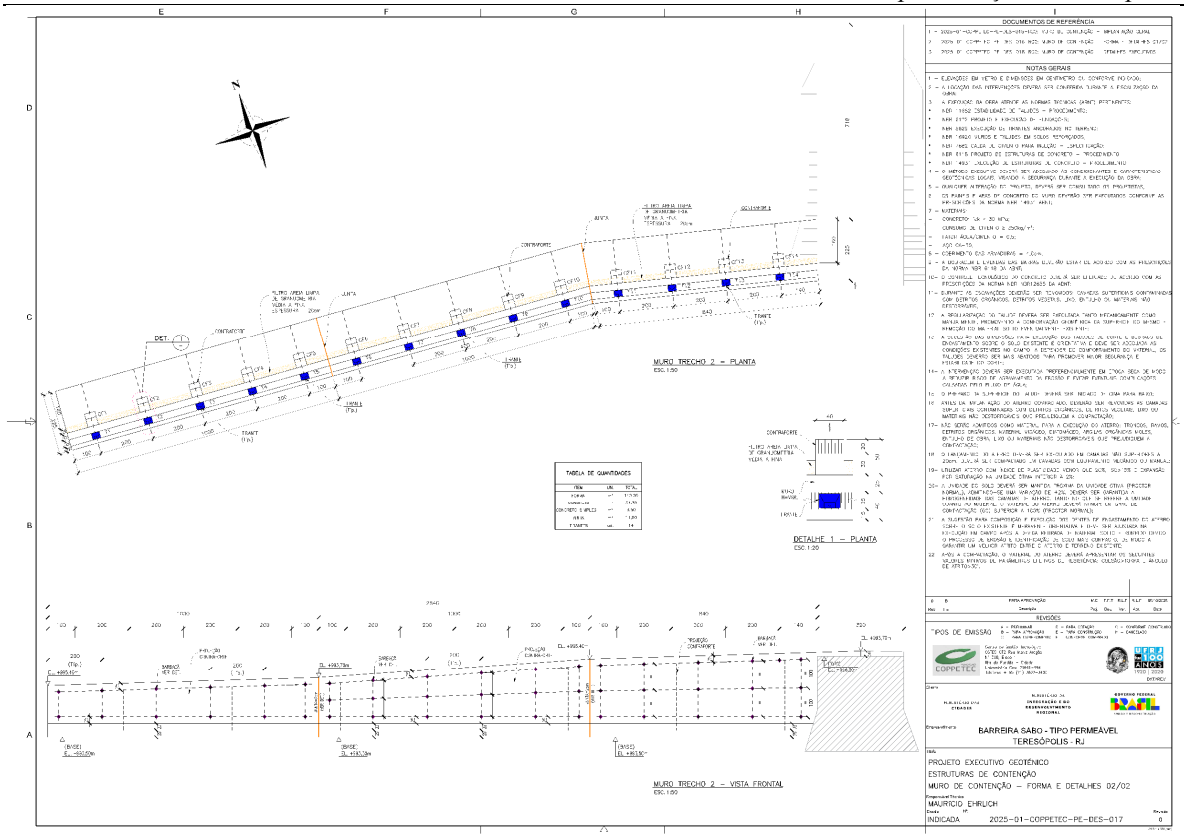

DESCRIÇÃO: SM-01
COTA: 994,13
DESCRIÇÃO: SM-02
COTA: 984,75
DESCRIÇÃO: SM-14
COTA: 990,61
DESCRIÇÃO: SM-16
COTA: 987,47
SEDIMENTOS
GNAISSE POUCO ALTERADO MUITO FRATURADO
GNAISSE POUCO FRATURADO
ROCHA SÃ
PERFIL GEOTÉCNICO – SENTIDO TRANSVERSAL DA BARREIRA
ESC. 1:150
SEDIMENTOS (ARENOSO SILTE ARGILOSO)
ARGILA RUIVA CLARA
GNAISSE POUCO FRATURADO A SÃ
PERFIL GEOTÉCNICO – SENTIDO LONGITUDINAL DA BARREIRA
ESC. 1:150
DOCUMENTOS DE REFERÊNCIA
LEGENDA
NOTAS GERAIS
REVISÕES
TIPOS DE EMISSÃO
BARREIRA SABO – TIPO PERMEÁVEL
TERESÓPOLIS – RJ
PROJETO EXECUTIVO GEOTÉCNICO
ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO
PERFIL GEOTÉCNICO
MAURÍCIO EHRLICH
INDICADA
2025-03-COPPETEC-PE-DES-012

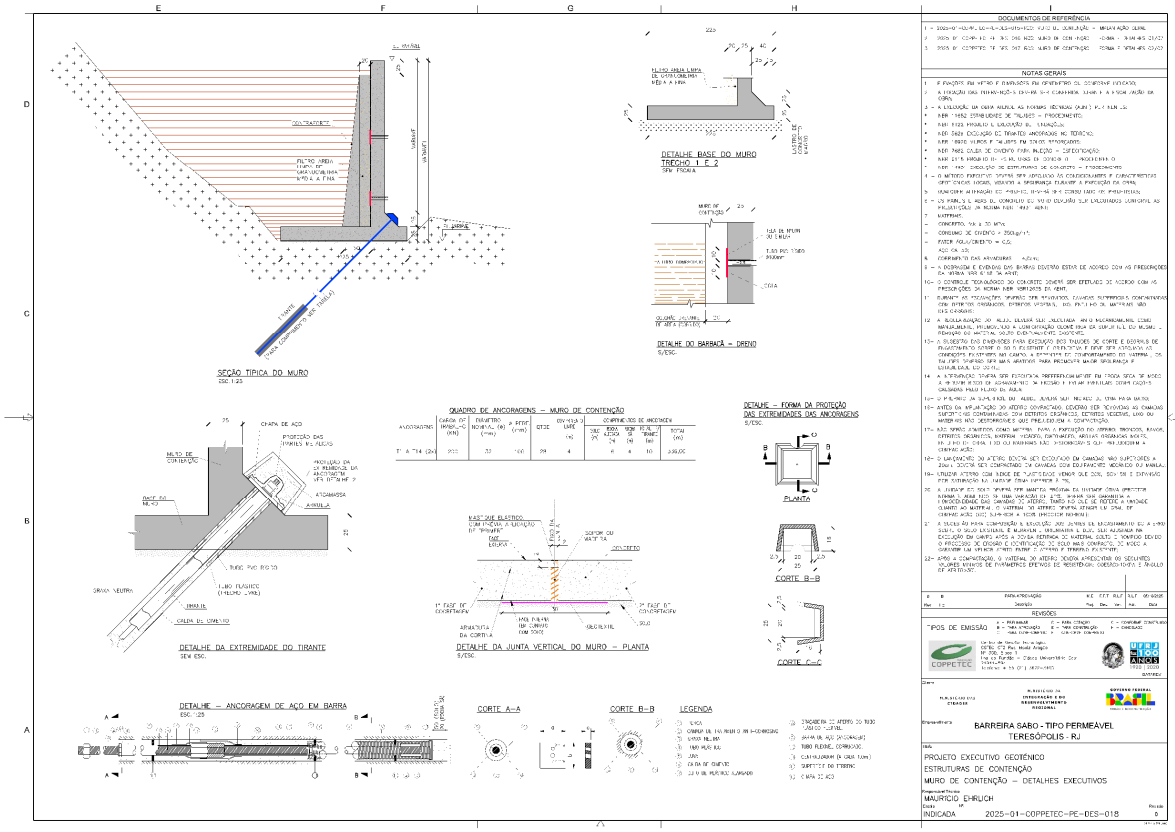

FUNDAÇÕES – PLANTA
CORTE A–A
VISTA 3D
BARREIRA SABO - TIPO PERMEÁVEL
TERESÓPOLIS - RJ
PROJETO EXECUTIVO GEOTÉCNICO
ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO
BARREIRA SABO – FORMA – PLANTA E VISTA
INDICADA
2025-01-COPPETEC-PE-DES-013

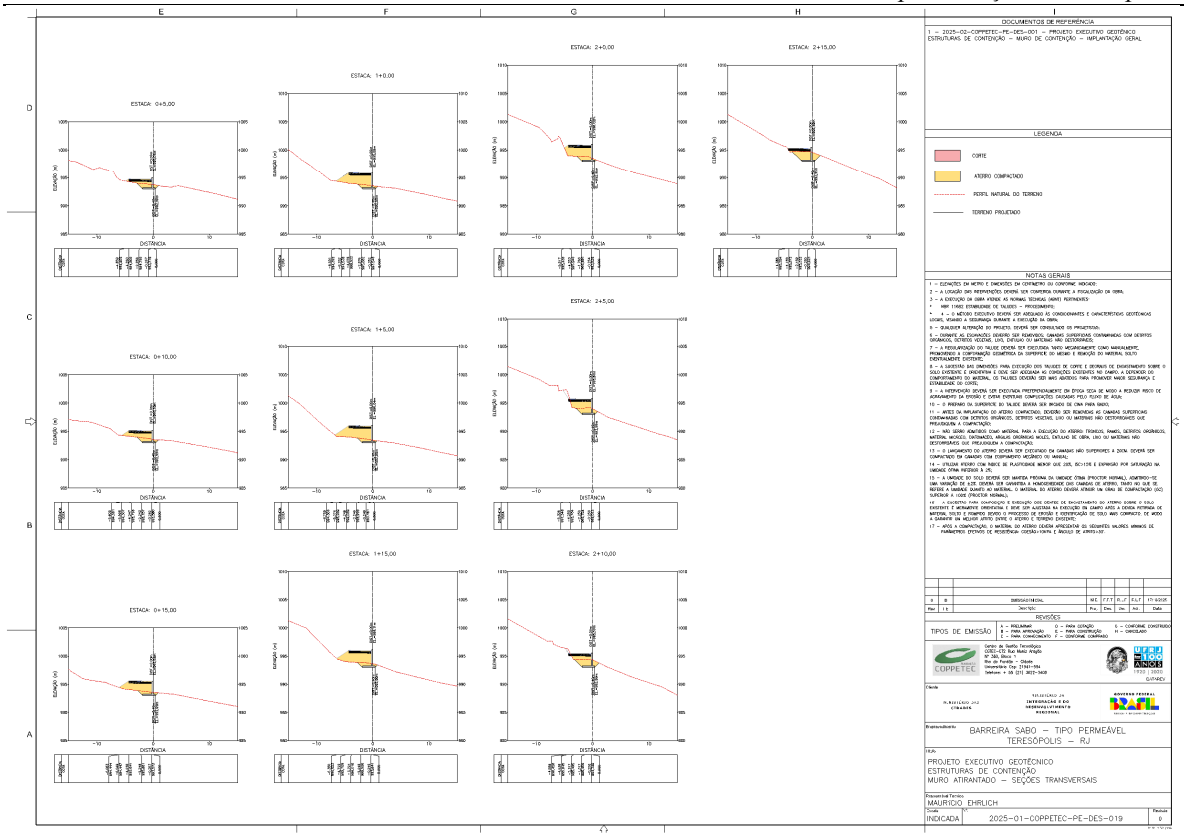

CORTE B–B
CORTE C–C
CORTE D–D
CORTE E–E
CORTE F–F
CORTE G–G
VISTA 3D
BARREIRA SABO - TIPO PERMEÁVEL
TERESÓPOLIS - RJ
PROJETO EXECUTIVO GEOTÉCNICO
ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO
BARREIRA SABO – FORMA – CORTES
INDICADA
2025-01-COPPETEC-PE-DES-014

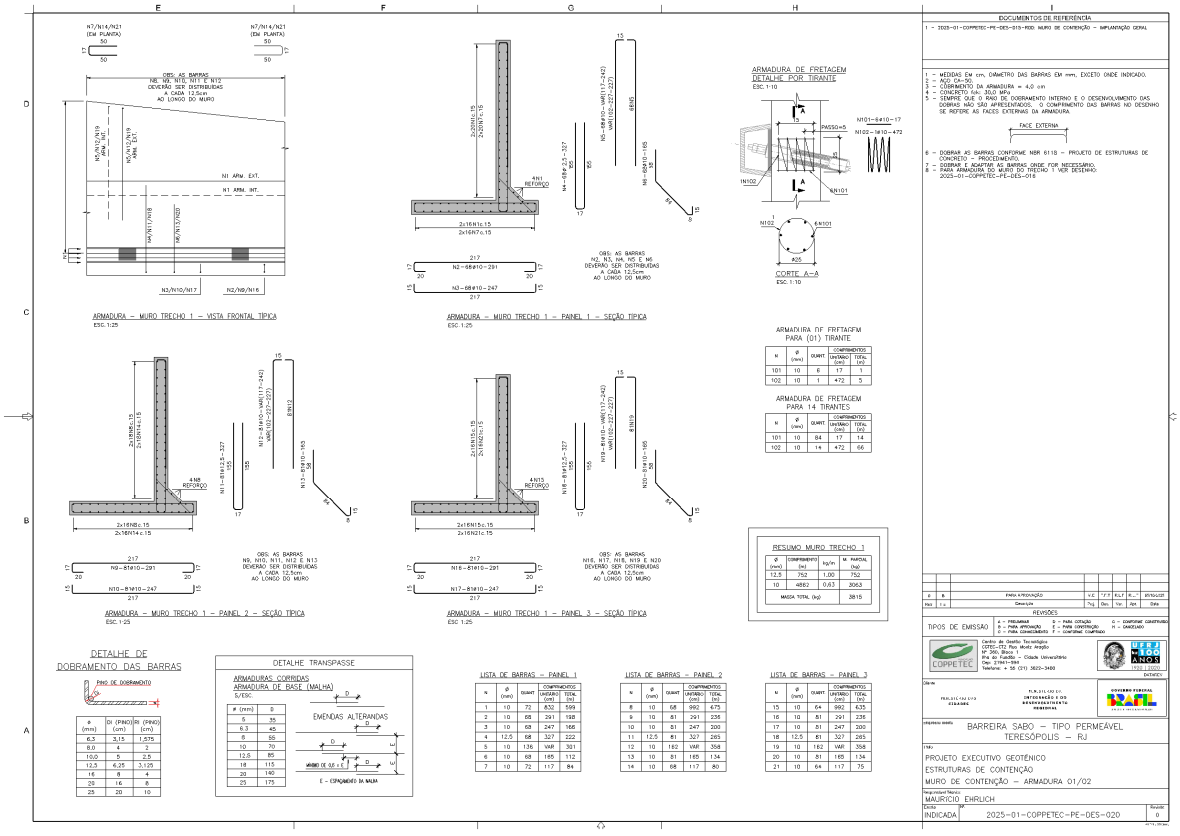

PROJEÇÃO DO MURO
VER: 2025-01-COPPETEC-PE-DES-017
VER: 2025-01-COPPETEC-PE-DES-016
IMPLANTAÇÃO DOS MUROS
ESC 1:75
VISTA FRONTAL DOS MUROS
ESC 1:100
DOCUMENTOS DE REFERÊNCIA
NOTAS GERAIS
REVISÕES
TIPOS DE EMISSÃO
BARREIRA SABO - TIPO PERMEÁVEL
TERESÓPOLIS - RJ
PROJETO EXECUTIVO GEOTÉCNICO
ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO
MURO DE CONTENÇÃO – IMPLANTAÇÃO GERAL
MAURÍCIO EHRLICH
INDICADA
2025-01-COPPETEC-PE-DES-015

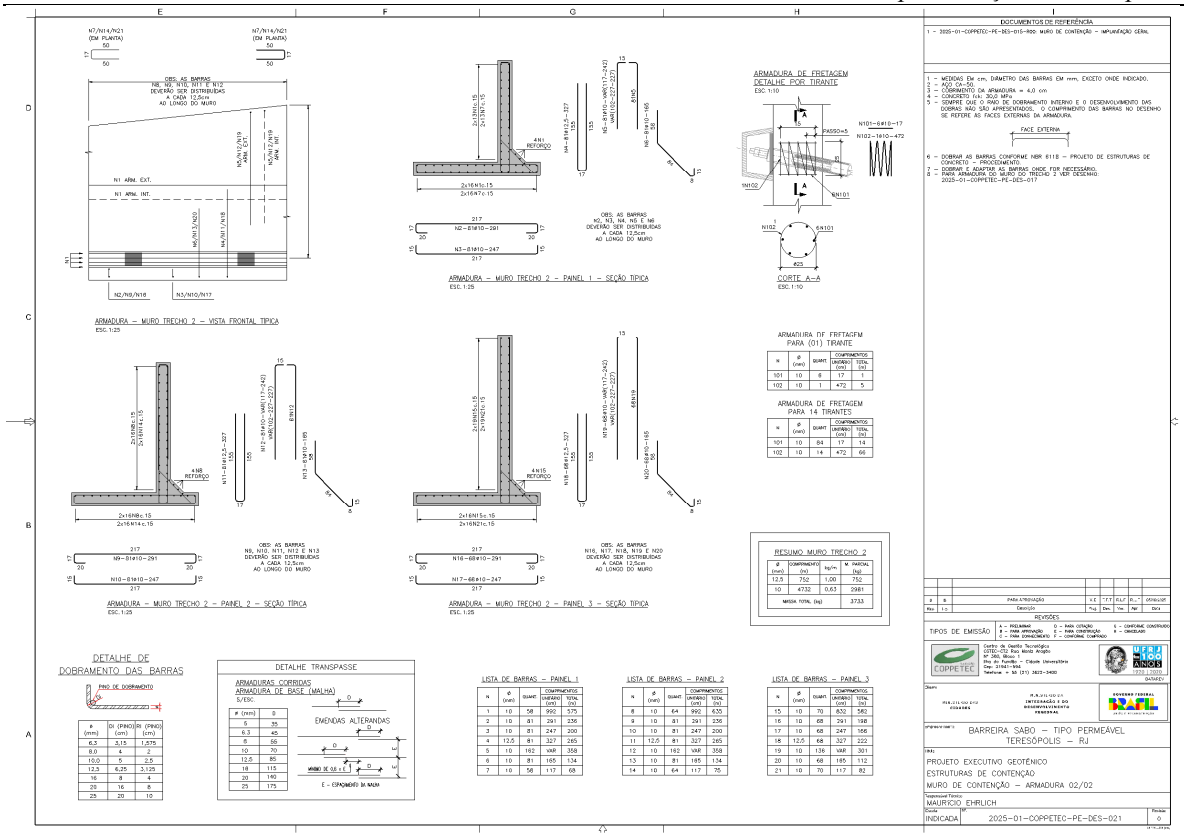

MURO TRECHO 1 – PLANTA
ESC 1:50
DETALHE 1 – PLANTA
ESC 1:20
MURO TRECHO 1 – VISTA FRONTAL
ESC 1:50
DOCUMENTOS DE REFERÊNCIA
REVISÕES
TIPOS DE EMISSÃO
BARREIRA SABO - TIPO PERMEÁVEL
TERESÓPOLIS - RJ
PROJETO EXECUTIVO GEOTÉCNICO
ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO
MURO DE CONTENÇÃO – FORMA E DETALHES 01/02
MAURÍCIO EHRLICH
INDICADA
2025-01-COPPETEC-PE-DES-016

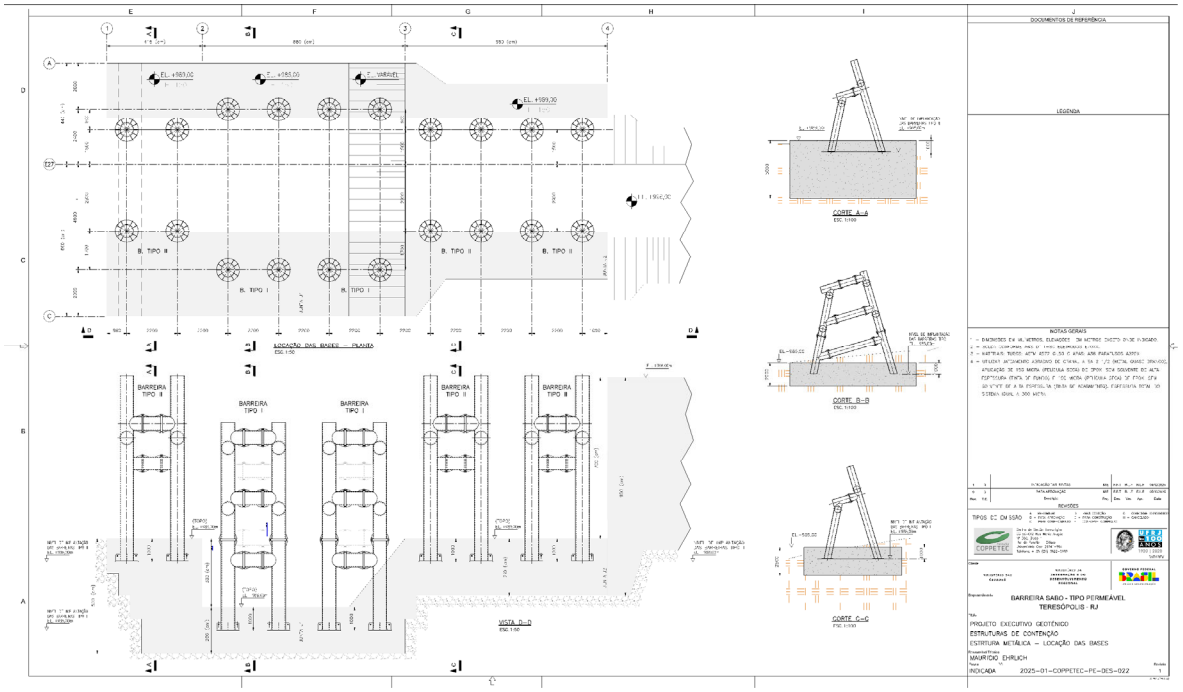

MURO TRECHO 2 – PLANTA
ESC. 1:50
DETALHE 1 – PLANTA
ESC. 1:20
MURO TRECHO 2 – VISTA FRONTAL
ESC. 1:50
NOTAS GERAIS
BARREIRA SABO - TIPO PERMEÁVEL
TERESÓPOLIS - RJ
PROJETO EXECUTIVO GEOTÉCNICO
ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO
MURO DE CONTENÇÃO – FORMA E DETALHES 02/02
MAURICIO EHRLICH
INDICADA
2025-01-COPPETEC-PE-DES-017

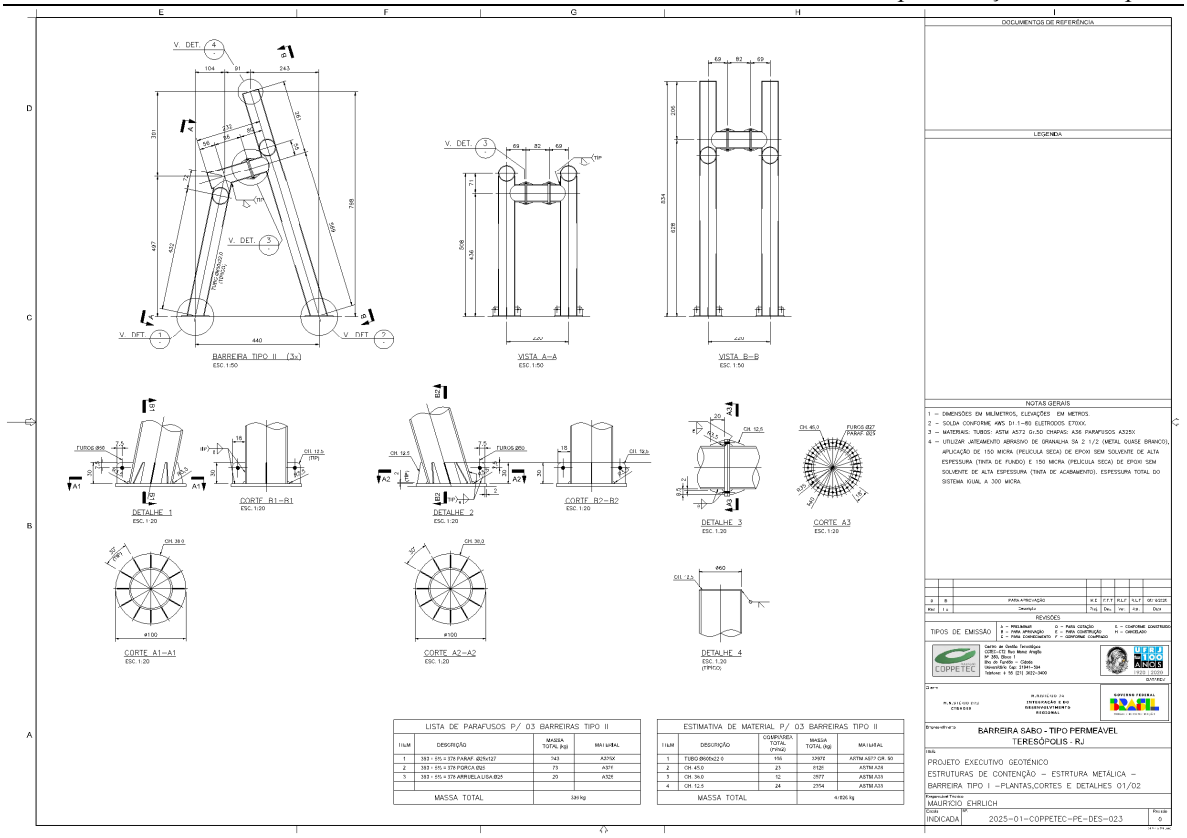

SEÇÃO TÍPICA DO MURO
ESC. 1:25
DETALHE BASE DO MURO TRECHO 1 E 2
SEM ESCALA
DETALHE DO BARBACÃ – DRENO
S/ESC.
DETALHE – FORMA DA PROTEÇÃO DAS EXTREMIDADES DAS ANCORAGENS
S/ESC.
QUADRO DE ANCORAGENS – MURO DE CONTENÇÃO
DETALHE DA EXTREMIDADE DO TIRANTE
SEM ESC.
DETALHE DA JUNTA VERTICAL DO MURO – PLANTA
S/ESC.
DETALHE – ANCORAGEM DE AÇO EM BARRA
ESC. 1:25
CORTE A–A
CORTE B–B
LEGENDA
NOTAS GERAIS
BARREIRA SABO - TIPO PERMEÁVEL
TERESÓPOLIS - RJ
PROJETO EXECUTIVO GEOTÉCNICO
ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO
MURO DE CONTENÇÃO – DETALHES EXECUTIVOS
MAURICIO EHRLICH
INDICADA
2025-01-COPPETEC-PE-DES-018


DOCUMENTOS DE REFERÊNCIA
LEGENDA
NOTAS GERAIS
REVISÕES
TIPOS DE EMISSÃO
BARREIRA SABO – TIPO PERMEÁVEL
TERESÓPOLIS – RJ
PROJETO EXECUTIVO GEOTÉCNICO
ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO
MURO ATIRANTADO – SEÇÕES TRANSVERSAIS
MAURICIO EHRLICH
INDICADA
2025-01-COPPETEC-PE-DES-019


DOCUMENTOS DE REFERÊNCIA
ARMADURA – MURO TRECHO 1 – VISTA FRONTAL TÍPICA
ARMADURA – MURO TRECHO 1 – PAINEL 1 – SEÇÃO TÍPICA
ARMADURA DE FRETAGEM DETALHE POR TIRANTE
ARMADURA DE FRETAGEM PARA (01) TIRANTE
ARMADURA DE FRETAGEM PARA 14 TIRANTES
RESUMO MURO TRECHO 1
ARMADURA – MURO TRECHO 1 – PAINEL 2 – SEÇÃO TÍPICA
ARMADURA – MURO TRECHO 1 – PAINEL 3 – SEÇÃO TÍPICA
DETALHE DE DOBRAMENTO DAS BARRAS
DETALHE TRANSPASSE
LISTA DE BARRAS – PAINEL 1
LISTA DE BARRAS – PAINEL 2
LISTA DE BARRAS – PAINEL 3
BARREIRA SABO – TIPO PERMEÁVEL
TERESÓPOLIS – RJ
PROJETO EXECUTIVO GEOTÉCNICO
ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO
MURO DE CONTENÇÃO – ARMADURA 01/02
MAURICIO EHRLICH
INDICADA
2025-01-COPPETEC-PE-DES-020


ARMADURA DE FRETAGEM
DETALHE POR TIRANTE
ESC 1:10
CORTE A–A
ESC. 1:10
ARMADURA – MURO TRECHO 2 – PAINEL 1 – SEÇÃO TÍPICA
ESC. 1:25
ARMADURA – MURO TRECHO 2 – VISTA FRONTAL TÍPICA
ESC. 1:25
ARMADURA – MURO TRECHO 2 – PAINEL 2 – SEÇÃO TÍPICA
ESC. 1:25
ARMADURA – MURO TRECHO 2 – PAINEL 3 – SEÇÃO TÍPICA
ESC. 1:25
ARMADURA DE FRETAGEM PARA (01) TIRANTE
ARMADURA DE FRETAGEM PARA 14 TIRANTES
RESUMO MURO TRECHO 2
DETALHE DE DOBRAMENTO DAS BARRAS
DETALHE TRANSPASSE
LISTA DE BARRAS – PAINEL 1
LISTA DE BARRAS – PAINEL 2
LISTA DE BARRAS – PAINEL 3
DOCUMENTOS DE REFERÊNCIA
REVISÕES
TIPOS DE EMISSÃO
BARREIRA SABO – TIPO PERMEÁVEL
TERESÓPOLIS – RJ
PROJETO EXECUTIVO GEOTÉCNICO
ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO
MURO DE CONTENÇÃO – ARMADURA 02/02
MAURICIO EHRLICH
INDICADA
2025-01-COPPETEC-PE-DES-021


LOCAÇÃO DAS BASES – PLANTA
ESC. 1:50
CORTE A–A
ESC. 1:100
CORTE B–B
ESC. 1:100
VISTA D–D
ESC. 1:50
CORTE C–C
ESC. 1:100
DOCUMENTOS DE REFERÊNCIA
LEGENDA
NOTAS GERAIS
REVISÕES
TIPOS DE EMISSÃO
BARREIRA SABO – TIPO PERMEÁVEL
TERESÓPOLIS – RJ
PROJETO EXECUTIVO GEOTÉCNICO
ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO
ESTRUTURA METÁLICA – LOCAÇÃO DAS BASES
MAURICIO EHRLICH
INDICADA
2025-01-COPPETEC-PE-DES-022

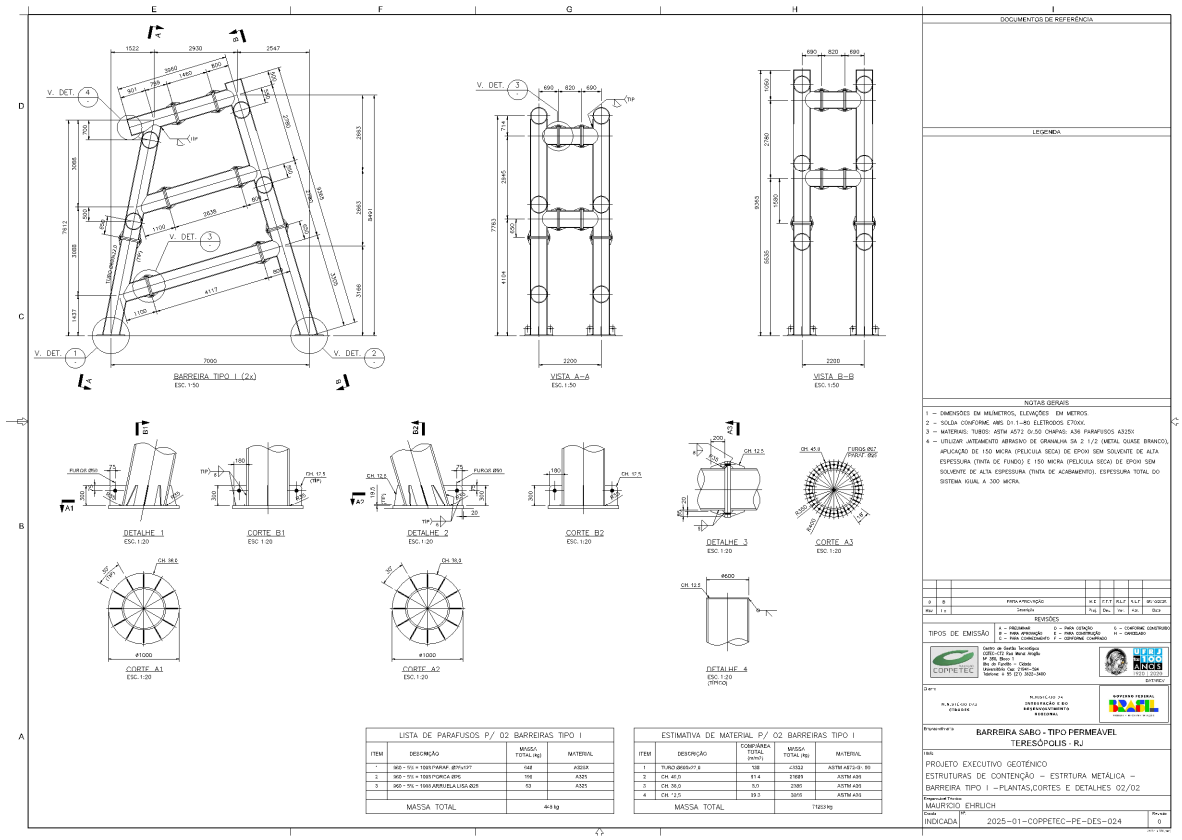


LISTA DE PARAFUSOS P/ 03 BARREIRAS TIPO II

ITEM	DESCRIÇÃO	MASSA TOTAL (kg)	MATERIAL
1	363 - 5TL x 378 PARAF. Ø25x127	743	A325X
2	363 - 5TL x 378 PORCA Ø25	73	A5TF
3	363 - 5TL x 378 ARRUELA LISA Ø25	20	A325
MASSA TOTAL		836 kg	

ESTIMATIVA DE MATERIAL P/ 03 BARREIRAS TIPO II

ITEM	DESCRIÇÃO	COMPRIMENTO TOTAL (mm)	MASSA TOTAL (kg)	MATERIAL
1	TUBO Ø609x22.0	156	33972	ASTM A572 GR. 50
2	CH. 45.0	23	6120	ASTM A36
3	CH. 36.0	12	2677	ASTM A36
4	CH. 12.5	24	2754	ASTM A36
MASSA TOTAL			45.836 kg	

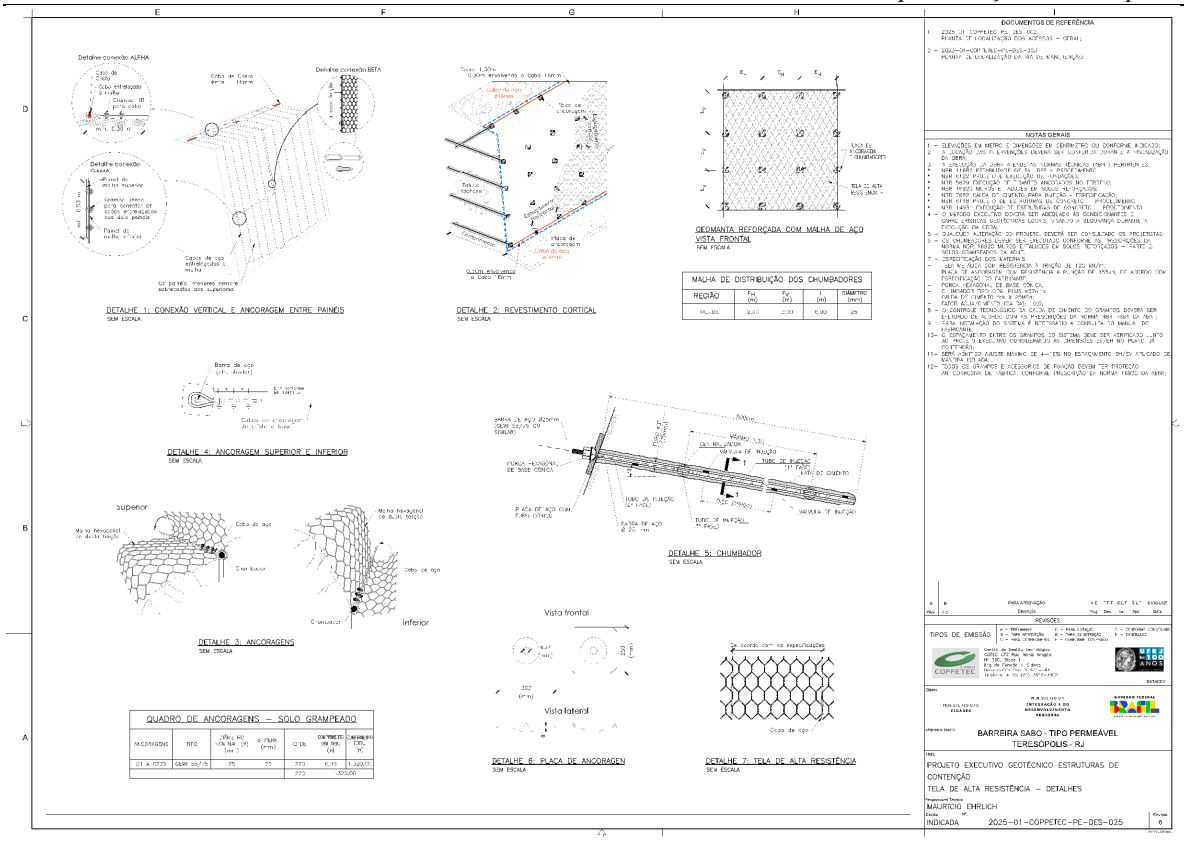


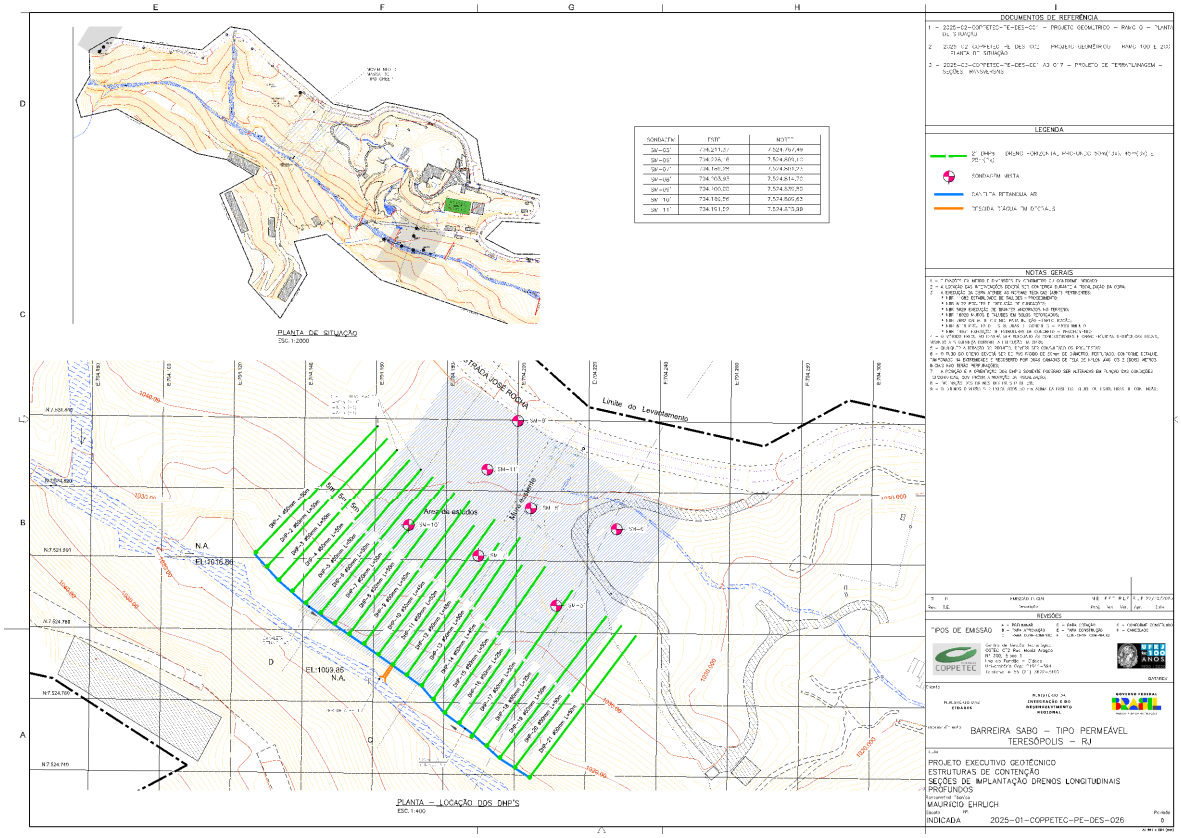
LISTA DE PARAFUSOS P/ 02 BARREIRAS TIPO I

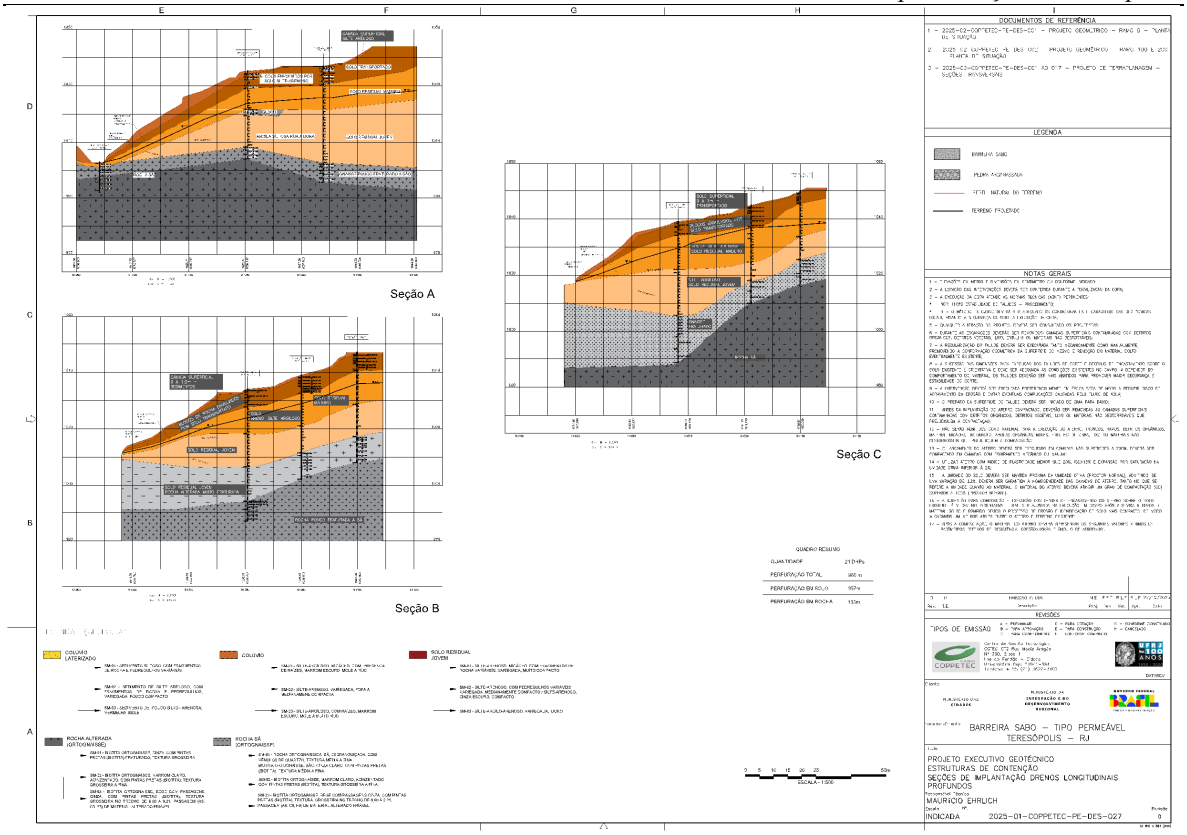
ITEM	DESCRIÇÃO	MASSA TOTAL (kg)	MATERIAL
*	363 – 7/8 x 1581/PARAF. Ø7/8x177	648	A325X
2	363 – 7/8 x 1581/PORCA Ø7/8	116	A325
3	363 – 7/8 – 1581/ARRUELA LISA Ø28	53	A325
MASSA TOTAL		818 kg	

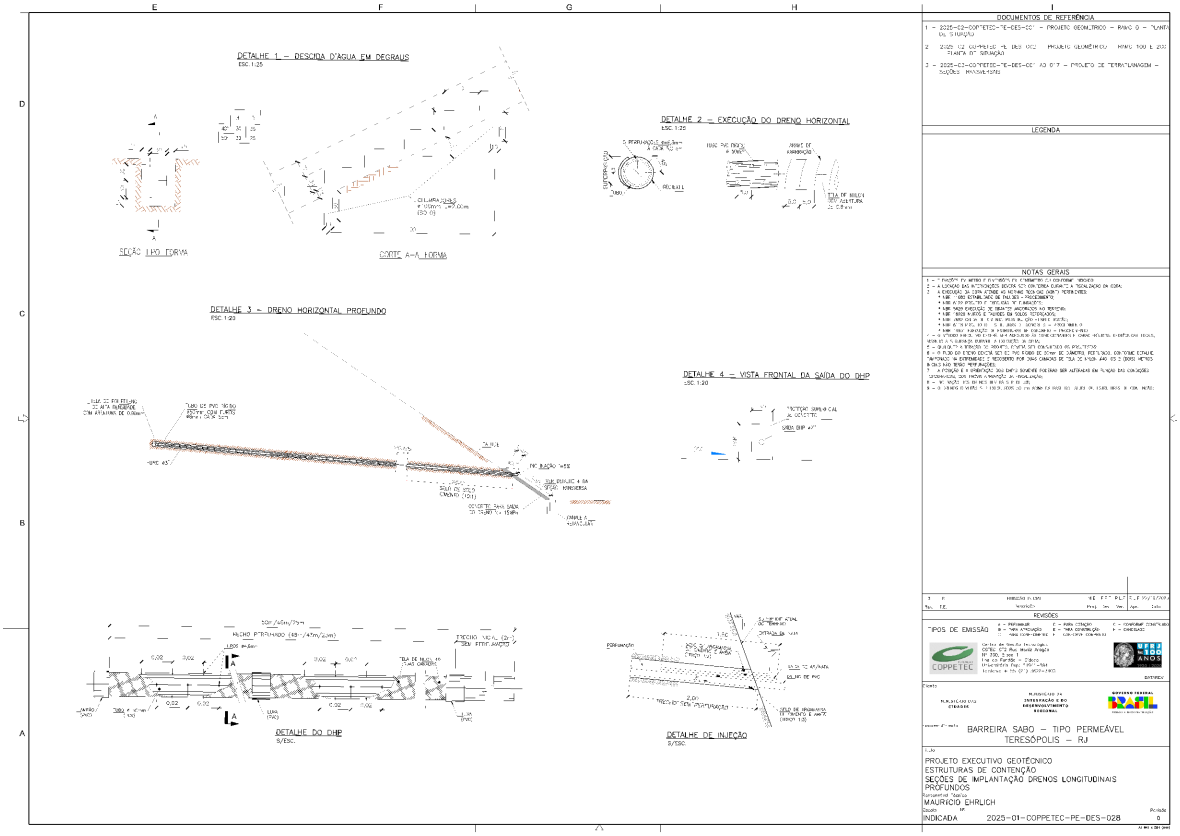
ESTIMATIVA DE MATERIAL P/ 02 BARREIRAS TIPO I

ITEM	DESCRIÇÃO	COMPRIMENTO TOTAL (mm)	MASSA TOTAL (kg)	MATERIAL
1	TUBO Ø609.0x17.5	138	43332	ASTM A572 Gr. 50
2	CH. 45.0	51.4	21889	ASTM A36
3	CH. 36.0	5.0	2385	ASTM A36
4	CH. 12.5	33.3	3815	ASTM A36
MASSA TOTAL			71253 kg	


DETALHE 1: CONEXÃO VERTICAL E ANCORAGEM ENTRE PAINÉIS
DETALHE 2: REVESTIMENTO CORTICAL
GEOMANTA REFORÇADA COM MALHA DE AÇO VISTA FRONTAL
DETALHE 4: ANCORAGEM SUPERIOR E INFERIOR
DETALHE 5: CHUMBADOR
DETALHE 3: ANCORAGENS
DETALHE 6: PLACA DE ANCORAGEM
DETALHE 7: TELA DE ALTA RESISTÊNCIA
QUADRO DE ANCORAGENS – SOLO GRAMPEADO
MALHA DE DISTRIBUIÇÃO DOS CHUMBADORES
DOCUMENTOS DE REFERÊNCIA
NOTAS GERAIS
REVISÕES
BARREIRA SABO - TIPO PERMEÁVEL
TERESÓPOLIS - RJ
PROJETO EXECUTIVO GEOTÉCNICO ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO
TELA DE ALTA RESISTÊNCIA – DETALHES
MAURICIO EHRLICH
INDICADA
2025-01-COPPETEC-PE-DES-025


PLANTA DE SITUAÇÃO
ESC.1:2000
PLANTA – LOCAÇÃO DOS DHP'S
ESC.1:400
DOCUMENTOS DE REFERÊNCIA
LEGENDA
NOTAS GERAIS
REVISÕES
BARREIRA SABO – TIPO PERMEÁVEL
TERESÓPOLIS – RJ
PROJETO EXECUTIVO GEOTÉCNICO
ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO
SEÇÕES DE IMPLANTAÇÃO DRENOS LONGITUDINAIS PROFUNDOS
MAURICIO EHRLICH
INDICADA
2025-01-COPPETEC-PE-DES-026


Seção A
Seção B
Seção C
DOCUMENTOS DE REFERÊNCIA
LEGENDA
NOTAS GERAIS
REVISÕES
BARREIRA SABO – TIPO PERMEÁVEL
TERESÓPOLIS – RJ
PROJETO EXECUTIVO GEOTÉCNICO
ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO
SEÇÕES DE IMPLANTAÇÃO DRENOS LONGITUDINAIS PROFUNDOS
MAURICIO EHRLICH
INDICADA
2025-01-COPPETEC-PE-DES-027


DETALHE 1 – DESCIDA D'ÁGUA EM DEGRAUS
ESC 1:25
DETALHE 2 – EXECUÇÃO DO DRENO HORIZONTAL
ESC 1:25
DETALHE 3 – DRENO HORIZONTAL PROFUNDO
ESC 1:20
DETALHE 4 – VISTA FRONTAL DA SAÍDA DO DHP
ESC 1:20
DETALHE DO DHP
S/ESC.
DETALHE DE INJEÇÃO
S/ESC.
DOCUMENTOS DE REFERÊNCIA
LEGENDA
NOTAS GERAIS
REVISÕES
BARREIRA SABO – TIPO PERMEÁVEL
TERESÓPOLIS – RJ
PROJETO EXECUTIVO GEOTÉCNICO
ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO
SEÇÕES DE IMPLANTAÇÃO DRENOS LONGITUDINAIS PROFUNDOS
MAURICIO EHRLICH
INDICADA
2025-01-COPPETEC-PE-DES-028

2.9 Recomendações para a implementação da solução

Durante o desenvolvimento do projeto de engenharia da barreira sabo permeável em aço para o sítio-piloto de Teresópolis, surgiram desafios e soluções foram adotadas. Esses itens foram organizados, abaixo, com o objetivo de servirem de referência, para fatores que requerem especialatenção nos futuros projetos de enbenharia de barreiras sabo que venham a ser elaborados.

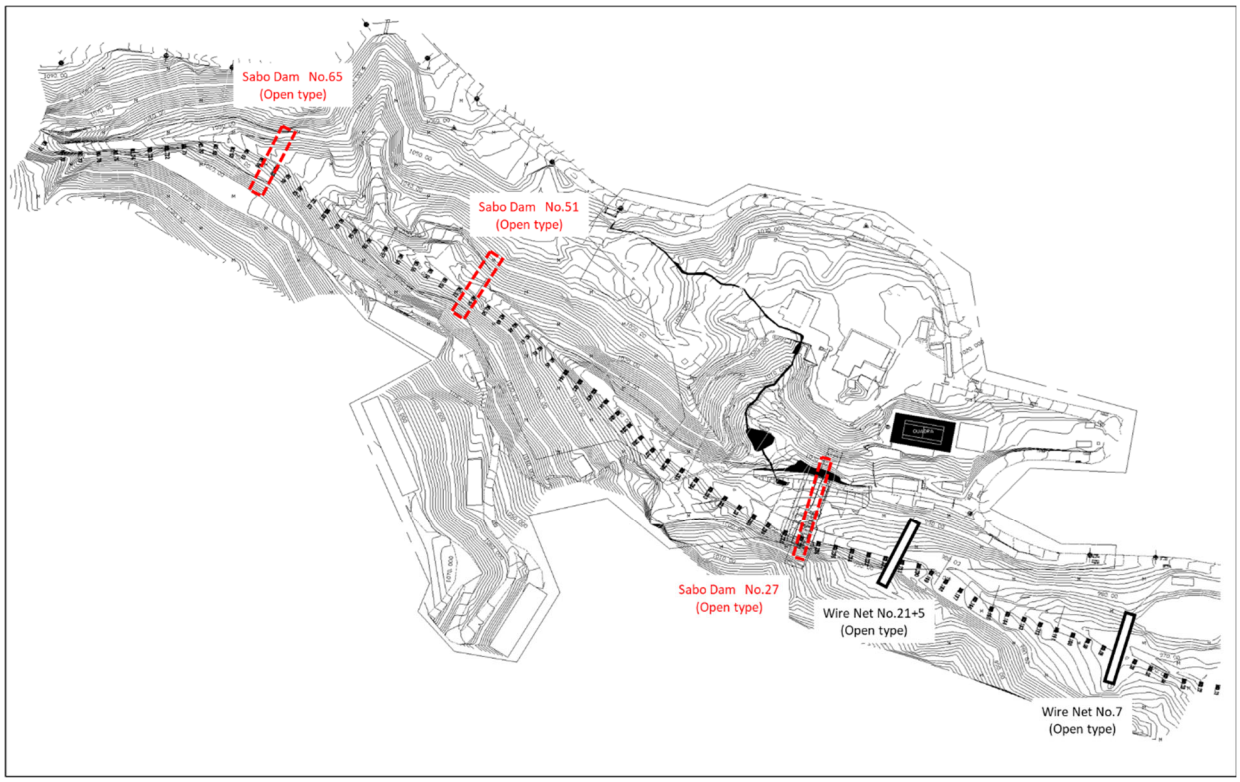
2.9.1 Plano de posicionamento das instalações

(1) Estudo do plano de posicionamento das instalações incluindo a eficácia das instalações pré-existentes

No piloto de Teresópolis, na parte jusante do local da barreira, encontram-se instaladas 2 barreiras dinâmicas; a montante da barreira foi identificada uma ruptura do tipo deslizamento. As análises para o plano de posicionamento das instalações consideraram esses fatores na proposição do plano.

O plano de posicionamento apresenta a proposta adequada, tanto ao considerar as instalações existentes nas proximidades da barreira, bem como a geração de sedimentos e a modalidade do escoamento do fluxo de detritos. No desenvolvimento do referido plano, é importante que identificar e organizar as condições restritivas para avaliar o posicionamento e a estrutura das instalações sabo.

Figura 2.9.1 Proposta de instalação de várias barreiras permeáveis ao longo do talvegue



Fonte: Elaborado pelo Projeto Sabo

(2) Porte das instalações da barreira sabo permeável em aço

A barreira sabo permeável em aço para o projeto-piloto do município de Teresópólis foi analisada para ter altura útil máxima de 8m. Um dos motivos da definição desse porte foi que, no Brasil, na

qualidade de projeto-piloto, a referida barreira será a primeira experiência de execução de estrutura reticulada em aço como parte da barreira e quanto maior a altura útil, mais complexidade na execução das obras.

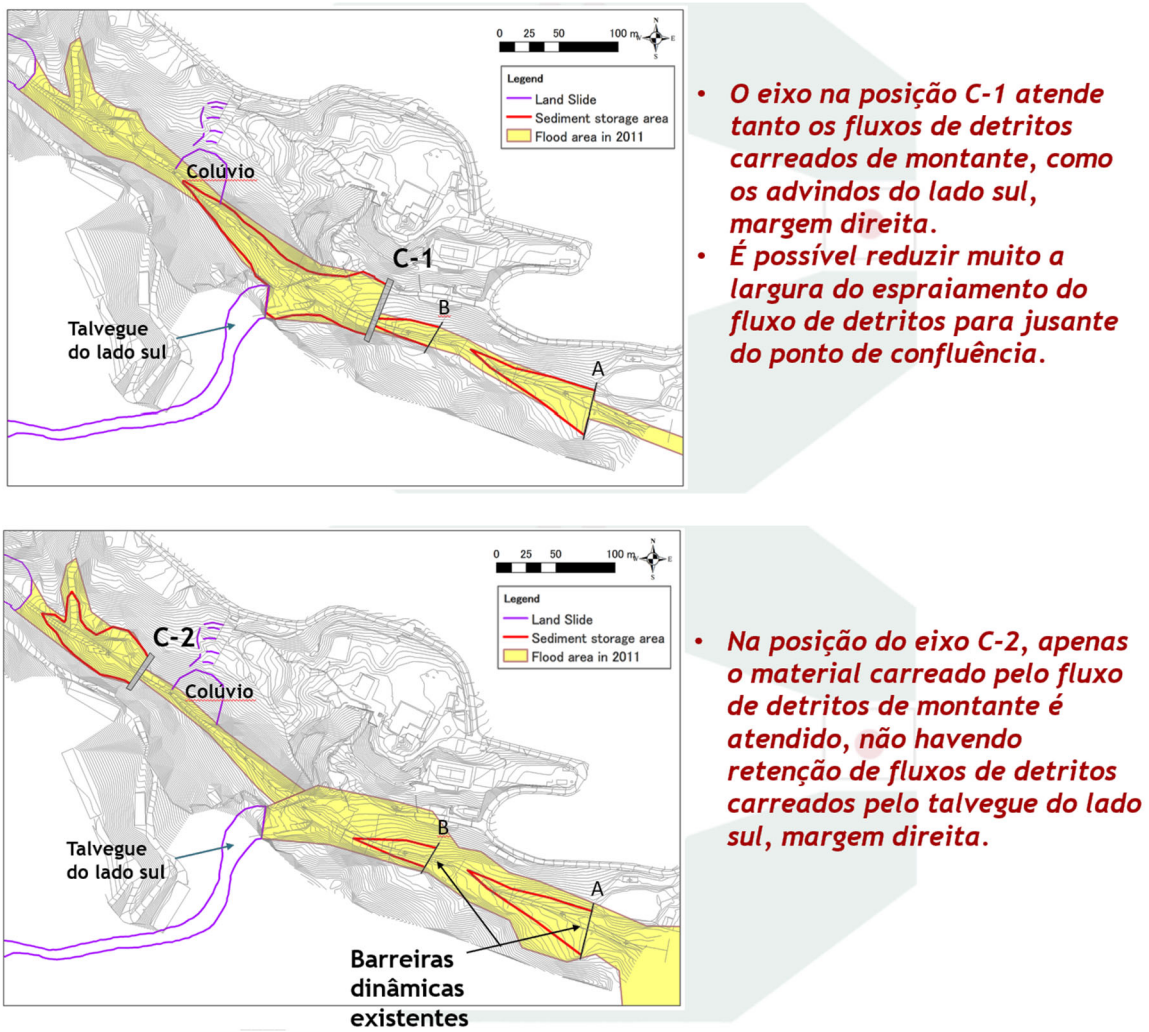
A partir da experiência adquirida com a execução das obras-piloto, é importante organizar e sistematizar os itens que mereçam especial atenção na montagem e instalação da barreira sabo permeável reticulada em aço e, se necessário, avançar para análises de alturas úteis superiores a 8m.

(3) Análise do posicionamento das intalações para retenção eficaz

O talvegue-piloto de Teresópolis, córrego do Príncipe, possui histórico de ocorrencia de vários fluxos de detritos que escoaram pelos afluentes no desastre de 2011. Para a implementação da barreira sabo, ao posicionar o eixo a montante do afluente à direita, a estrutura não reteria o material oriundo de um fluxo de detritos. Ao realizar o estudo de posicionamento da barreira sabo, é importante verificar antecipadamente se haverá a retenção do material carreado pelos afluentes nos quais é estimado que os fluxos de detritos possam escoar.

Figura 2.9.2 Diferença na eficácia da retenção conforme o plano de posicionamento da barreira sabo

(A posição da figura abaixo evidencia que a barreira atenderá inclusive os fluxos advindos do afluente)



Fonte: Elaborado pelo Comitê Técnico

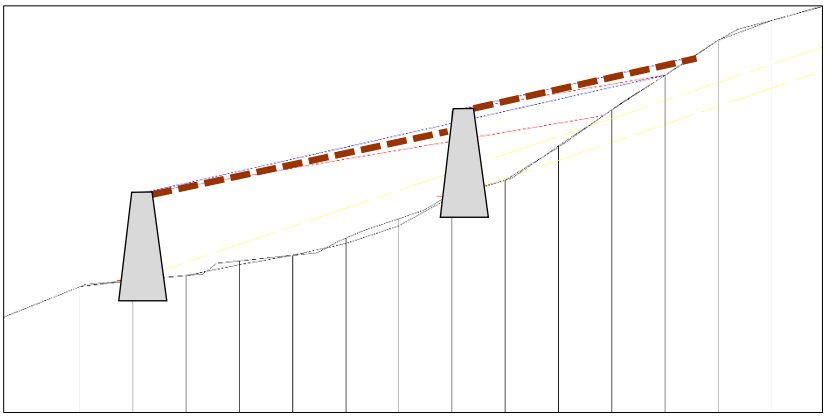
(4) Itens que merecem atenção especial ao posicionar estruturas sabo sequenciais

Depois do desastre de 2011, o Instituto Estadual do Ambiente – INEA/RJ instalou duas barreiras dinâmicas na bacia do córrego do Príncipe. No atual projeto-piloto, foram calculados o volume de material carreado do plano e os volumes de eficácia da estruturas existentes, as barreiras dinâmicas, resultando na proposta de um plano que combina barreira sabo e barreira dinâmica, a fim de atingir a taxa de retenção de 100%, configurando assim um plano que posiciona o sequenciamento da barreira sabo com estrurura implementada por outro órgão público.

Quando várias estruturas para retenção de fluxos de detritos são posicionadas sequencialmente e a estrutura montantante interfere na área de deposição da estrutura jusante, é necessário atentar para a necessidade de deduzir do volume de eficácia da estrutura jusante.

Figura 2.9.3 Exemplo de redução do volume de deposição do plano em função da esttutura de retenção posicionada a montante

(Quando a estrutura a montante fica dentro da área de deposição da estrutura jusante)



Fonte: Elaborado pelo Projeto Sabo

(5) Análise do plano global da bacia

O volume total escoado do plano da bacia do córrego do Príncipe é de 73000 m3. As duas barreiras dinâmicas existentes, somadas à barreira sabo permeável em aço (intervenção prioritária), não atingem a taxa de retenção de 100%. Por essa razão, a fim de garantir que o plano global da bacia ofereça a taxa de retenção de 100%, optou-se por propor um plano que considera a instalação de uma bacia de amortecimento, além da barreira sabo.

As análises desenvolvidas neste projeto foram prioritariamente com foco em talvegues nos quais uma barreira sabo planejada fosse suficiente para atingir a taxa de retenção de 100%, contudo, os fluxos de detritos ocorrem também em bacias amplas, como é o caso do córrego do Príncipe.

Por essa razão, nas análises futuras de empreendimentos sabo, nos talvegues cuja taxa de retenção não chegar a 100%, será necessário elaborar o plano global da bacia e, a partir desse plano, selecionar quais serão as intervenções prioritárias para serem executadas.

2.9.2 Levantamentos necessários para elaborar o projeto de engenharia detalhado

(1) Topografia

Para os estudos referentes ao plano de posicionamento das instalações sabo, via de acesso e via de manutenção é preciso ter dados topográficos com determinada abrangência. Por esse motivo, na etapa em que o talvegue-alvo é selecionado, deve ser definida a abrangência dos levantamentos topográficos, considerando a posição da barreira e a posição das vias. Pode-se estimar que a obtenção dos dados topográficos por meio de topografia aérea venha a se tornar padrão, especialmente a topografia por drone que é adequada para as análises, tanto no que se refere à abrangência, como à precisão dos dados.

Contudo, há que se atentar para o fato de que os produtos gerados dessa topografia configuram um modelo digital de superfície, ou seja, incluirá dados tridomensionais, tais como o topo das edificações e copas das árvores, ou ainda quaisquer outros elementos físicos existentes na área de cobertura.

Por essa razão, no momento do desenvolvimento do projeto de engenharia, faz-se necessário executar as medições terrestres, não necessariamente com laser de superfície, mas adotando um método adequado às condições do local.

(2) Levantamento geológico

A fim de compreender claramente as características geológicas da bacia alvo e seus arredores. Além da necessidade de elaborar o mapa geológico, é preciso também realizar a investigação do subsolo por sondagem e confeccionar das seções geológicas transversais e longitudinais, que serão utilizadas no projeto detalhado da barreira sabo.

No piloto de Teresópolis, mesmo tendo sido constatada a exposição de rochas no leito do canal, o plano de posicionamento da barreira sabo colocou-a sobre um depósito de fluxo de detritos. Portanto, com o objetivo de compreender as condições geológicas no lado jusante da barreira, além das perfurações de sondagem orientadas pelo Manual Sabo, aumentou-se o número de perfurações. É necessário estudar a quantidade de perfurações, bem como o posicionamento dos furos, de modo que a investigação do subsolo seja adequada às condições reais da localidade.

Destaca-se que se julgou necessário compreender as características geológicas do local planejado para implementar a barreira sabo justamente por tratar-se do projeto-piloto em Teresópolis. Nesta oportunidade, as perfurações foram até encontrar a rocha sã e, com base na investigação, foram elaboradas as seções geológicas transversais e longitudinais. Futuramente, nos projetos de engenharia de novas barreiras sabo, considerando a profundidade da ficha da estrutura, é desejável de seja avaliada a profundidade da perfuração, tendo como referência cerca de 5 metros abaixo da fundação da barreira ou a rocha sã.

(3) Levantamento granulométrico

Levantamentos realizados, após o desastre de 2011, permitiram verificar a deposição de blocos gigantes, tanto na bacia, como na porção jusante da área piloto de Teresópolis. A fim de criar referência para os blocos rochosos que devam ser objeto do levantamento granulométrico, nas ocorrências de futuros fluxos de detritos no território brasileiro, será importante registrar as codições do carreamento, a abrangência do espraiamento, bem como o diâmetro dos blocos carreados, de

modo a explicitar qual a dimensão de blocos os fluxos de detritos que ocorrem no Brasil podem transportar.

2.9.3 Projeto de engenharia da barreira sabo

(1) Seção do vertedouro

Para reduzir os impactos no alvo da proteção da margem esquerda, o dimensionamento do vertedouro do piloto de Teresópolis buscou reduzir, no limite no possível, a altura das asas, definindo a largura do vertedouro equivalente à da parta de estrutura metálica como um todo.

Havendo a necessidade de equiparar a largura do vertedouro à largura da parte transbordante da barreira sabo permeável reticulada em aço, é preciso selecionar o local planejado para a barreira de modo que a largura do leito do canal garanta o escoamento satisfatório da vazão de projeto.

(2) Definição do espaçamenteo entre as peças metálicas

Devido à ocorrência, em 2011, de fluxo de detritos que transportaram blocos gigantes, bem como ao fato de que há barreiras dinâmicas instaladas a jusante do local da barreira, o espaçamento entre as peças foi definido em D80×2,0, mesmo em trecho de deposição do fluxo de detritos.

Para a efetiva retenção de blocos e troncos carreados, é necessário que o espaçamento entre as peças seja inferior a D80×1,0, quando a instalação se der dentro do trecho de deposição do fluxo de detritos, motivo pelo qual se faz necessário dedicar atenção especial, nos projetos de engenharia de barreira sabo permeável em aço que serão desenvolvidos no futuro, tanto à granulometria dos blocos, como à modalidade de escoamento do fluxo de detritos, para então estabelecer o espaçamentoentre as peças.

2.9.4 Análise do plano de gestão e manutenção

(1) Medidas a serem tomadas quando forem identificadas rupturas ou deslizamentos

Na análise do eixo da barreira sabo prevista para o talvegue em questão, foi identificado um deslizamento ativo a montante do ponto de referência do plano, nos arredores da saída do vale. Ficou comprovado que o referido movimento está dentro da área de deposição a montante da barreira, porém julgou-se perigoso trabalhar no sopé de uma encosta em colapso, portanto optou-se por excluir essa área da abrangência dos trabalhos de remoção de detritos, além de desconsiderar o volume da referida remoção no volume de eficácia da estrutura. Por esses motivos, também no momento de propor o plano de remoção dos detritos, deve-se considerar a segurança e definir um perímetro cuja remoção de detritos será proibida, perímetro este que contempla a área da ruptura, sendo necessário que o plano de gestão e manutenção respeitem a segurança da execução do trablho de remoção.

Figura 2.9.4 Local onde foi identificado o deslizamento

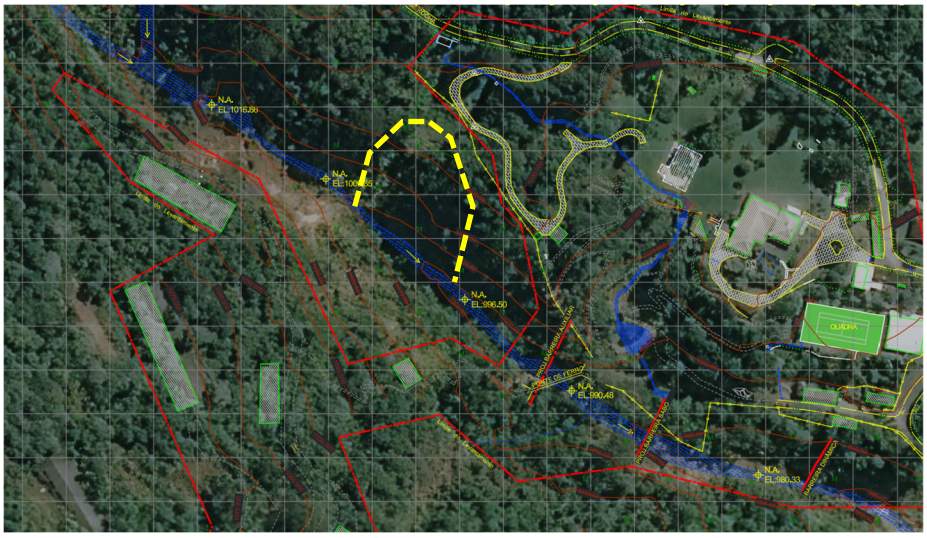


Figura 2.9.5 Situação do deslizamento



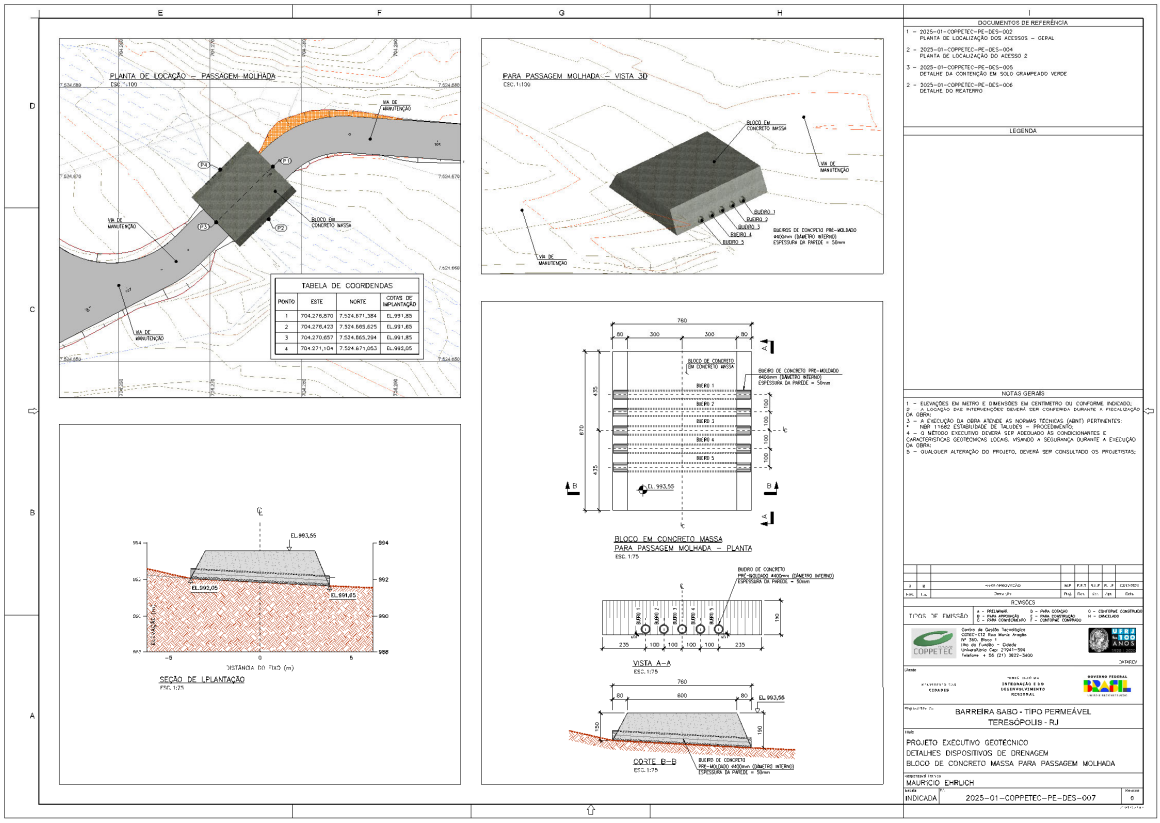
Fonte: Elaborado pelo Projeto Sabo

(2) Via de manutenção que adotou a passagem molhada

O planejamento da via de manutenção foi elaborado de modo a permitir a travessia do leito do rio a montante da barreira sabo ora estudada. Nesse momento, considerando que a barreira sabo permeável em aço retém a cabeça do fluxo de detritos, fazendo com que o material carreado sedimente a montante da estrutura, deve-se evitar a instalação de qualquer elemento que possa interferir na modalidade de escoamento do fluxo de detritos. Por isso, a parte da via de manutenção referente à travessia do leito do rio teve que ter sua cota reduzida, adotando a estrutura de passagem molhada, ao invés de instalar uma ponte.

Considerou-se que o fluxo de detritros passará por cima da estrutura, uma vez que a passagem molhada não atrapalha o escoamento da água. Vale destacar que as margens direita e esquerda da passagem molhda têm mais facilidade para o escoamento da água, fato que motivou a adoção de medidas para prevevir erosões, tais como a proteção de margem e profundidade de ficha satisfatória.

Figura 2.9.6 Passagem molhada instalada na via de manutenção, no trecho de travessia do rio



Fonte: Elaborado pelo Comitê Técnico

(3) Análise do plano de remoção dos detritos

A barreira sabo é planejada para ter o porte suficiente para reter o volume de retenção estimado plano, garantindo que o volume de material carreado do plano seja retido nos momentos de fluxos de detritos que ocorram com a magnitude prevista no plano. Portanto, além da imprescindível remoção do material sedimentado no bolsão de deposição após a retenção de um fluxo de detritos, a remoção do material sedimentado na barreira, carreado nos momentos de normalidade, deve ser realizada periodicamente a fim de assegurar a capacidade necessária disponível para o volume de retenção do plano.

Com o objetivo de padronizar a remoção do material depositado, no lado montante da barreira principal é definida uma cota de controle, que pode ser representada com uma linha pintada na barreira ou com régua. O planejamento deve ser feito de modo que, quando for verificado que o material depositado atingiu a cota de controle, o serviço de remoção dos detritos seja realizado prontamente.

Cabe destacar que mesmo na área de deposição da barreira sabo permeável, onde basicamente não ocorre sedimentação de material nos momentos de normalidade, há casos em que troncos podem obstruir e provocar a deposição de um pequeno volume de material. Portanto, são realizadas inspeções periódicas para verificar a ocorrência ou não desse tipo de situação e, caso a deposição de troncos seja confirmada, a regra é removê-los prontamente.

Figura 2.9.7 A retenção de troncos na normalidade provoca a retenção de material



(caso real de obstrução por troncos na normalidade)



(caso real de material fino sendo depositado na parte obstruída pelos troncos)

Fonte: Elaborado pelo Projeto Sabo

É desejável que os itens abaixo listados constem no Plano de Remoção dos Detritos.

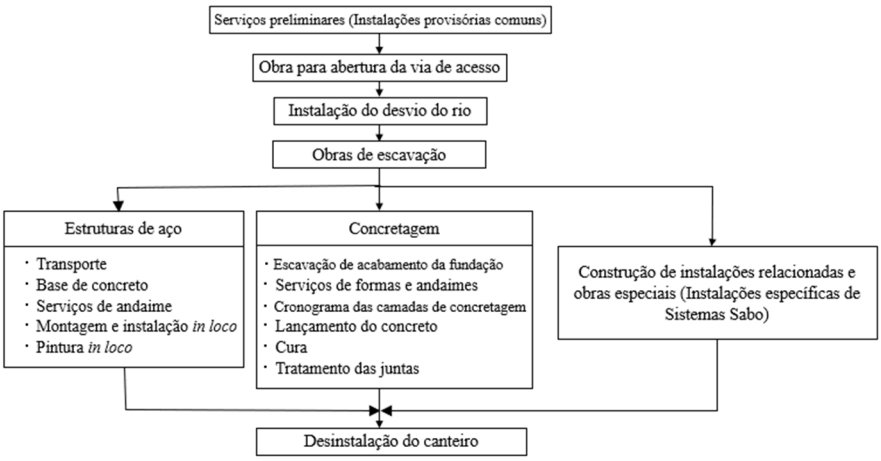
-Plano de Inspeção e Estrutura Executora
-Cota de controle para executar a remoção dos detritos (remoção emergencial e remoção periódica)
-Frequência da remoção (na normalidade, aproximadamente uma vez ao ano)
-Volume de material a ser retirado (emergencial e na normalidade)
-Planejamento da mão de obra necessária para o trabalho de retirada detritos
-Método de retirada e posicionamento do maquinário utilizado na remoção (escavação, empilhamento, transporte, desmonte etc.)
-Itens a serem consensuados com os proprietários dos terrenos relacionados ao trabalho de retirada
-Escolha do bota-fora para o material retirado (capacidade de recebimento, distância até o local da barreira)
-Número de viagens necessárias para remover o material
-Tabela das etapas do serviço
-Orçamento necessário para o serviço (emergencial e na normalidade)

CAPÍTULO 3 EXECUÇÃO DE ESTRUTURAS PARA PREVENÇÃO E RETENÇÃO DE FLUXOS DE DETRITOS

Este capítulo elenca as informações técnicas específicas das obras sabo que devem ser incluídas na Apresentação de Exemplos. Espera-se que, após a conclusão do projeto-piloto, os desenhos e plantas, fotos e dados sejam adequadamente substituídos e compilados, de modo a concluir a Apresentação de Exemplos. Após a conclusão das obras, é necessário excluir os textos dos quadros pontilhados e inserir as respectivas descrições.

3.1 Etapas da execução da obra

Por favor, insira uma breve explicação sobre as etapas de construção seguidas na execução obras da barreira sabo permeável e as estruturas complementares em Teresópolis. Abaixo ilustram-se as etapas comuns da execução das obras. Por favor, substitua pelas informações reais das etapas que de fato foram seguidas.



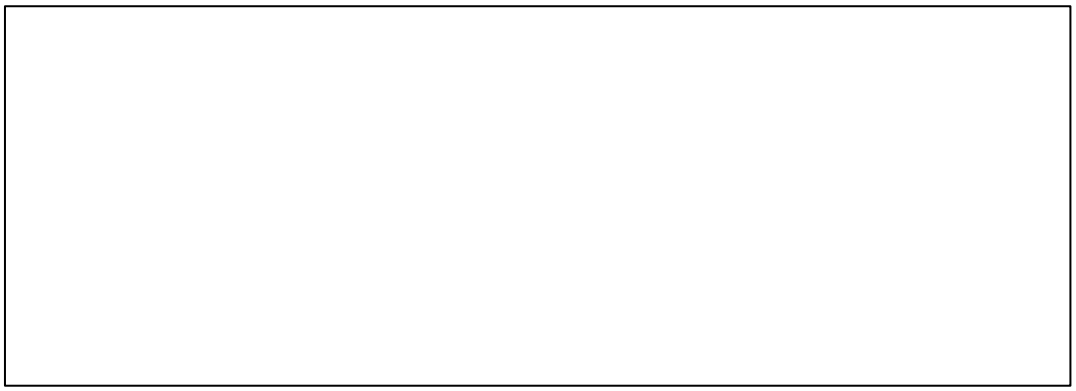
Etapas comuns da execução das obras

(Fonte: Manual de Barreira Sabo, Seção Execução, Capítulo 1, item 2)

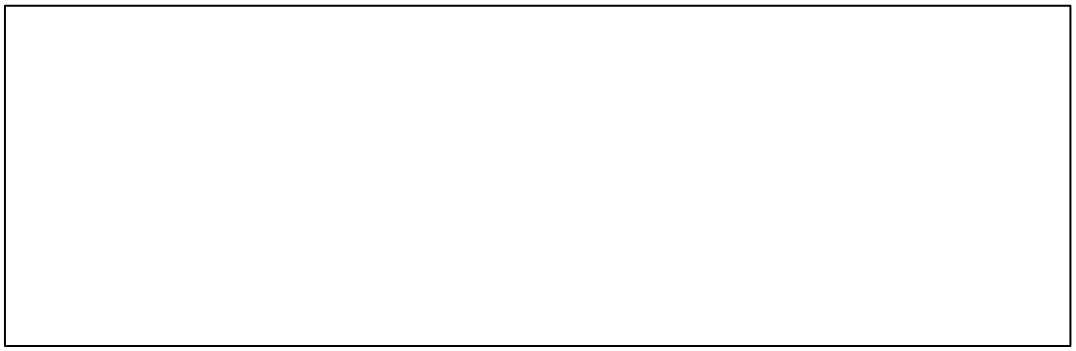
3.2 Via de acesso à obra

3.2.1 Situação da obra

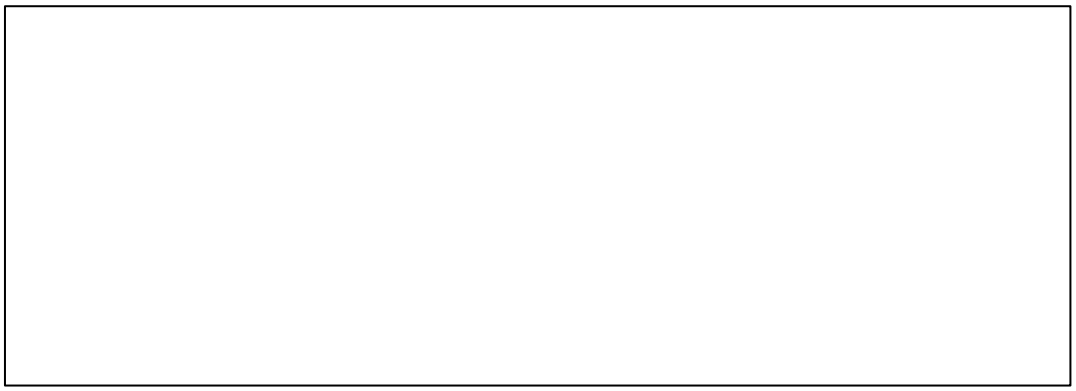
Por favor, insira plantas e fotos que representem a situação da obra durante a execução e após a conclusão da via de acesso à obra, que será construída para a barreira sabo permeável de Teresópolis. Do mesmo modo, demonstre as etapas de execução e as condições logo após a conclusão da via de manutenção, que será construída para realizar a remoção dos detritos, sedimentos e troncos, que serão retidos a montante da barreira. Abaixo, demonstra-se um conjunto de amostras de plantas e fotos que devem constar no documento. Por favor, insira informações adicionais, conforme adequação e necessidade.



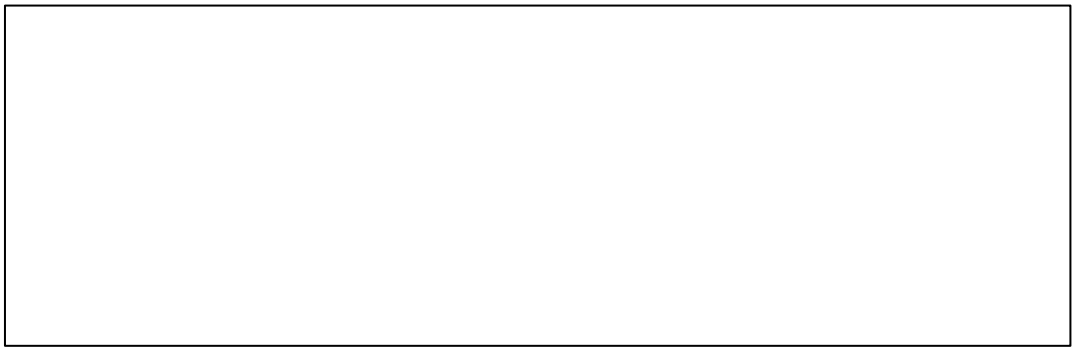
Planta baixa da via de acesso à obra



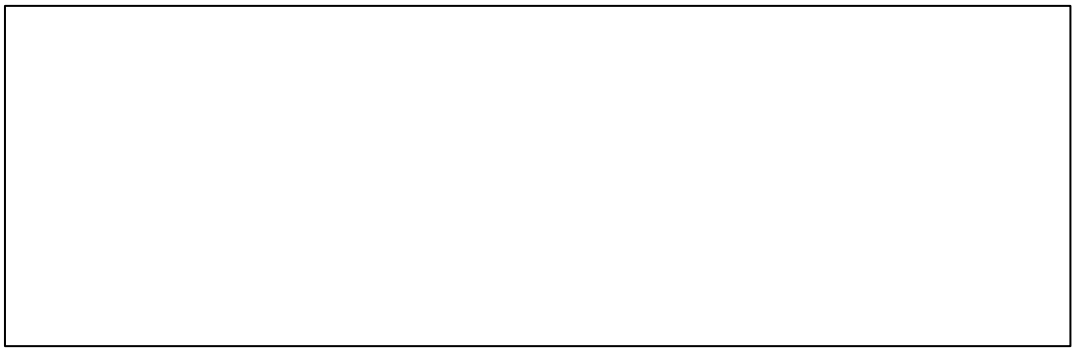
Seção transversal padrão da via (Estaca XXX)



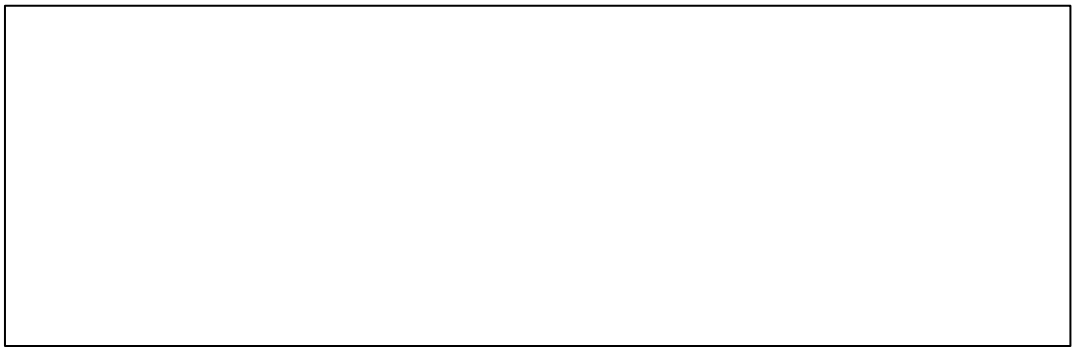
Planta baixa da via de manutenção



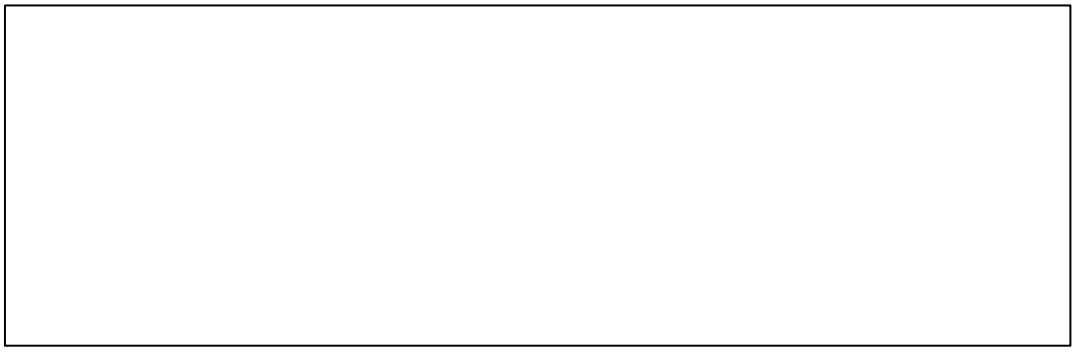
Seção transversal padrão da via (Estaca XXX)



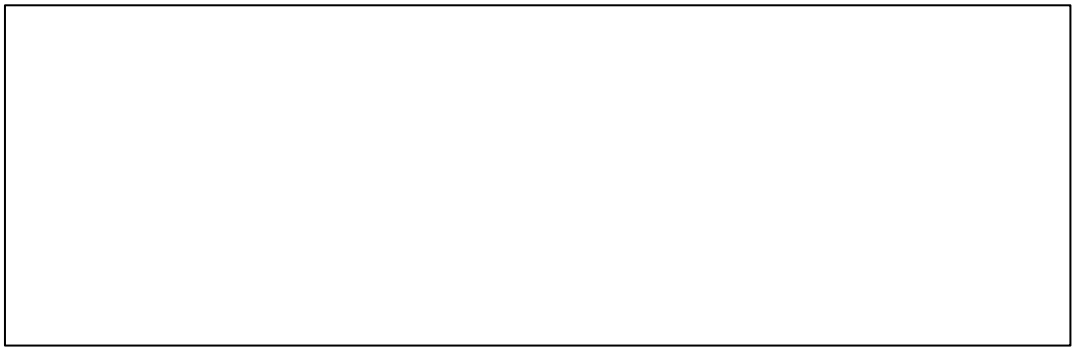
Fotos com vista do início da via de acesso, lado da entrada do acesso



Fotos com vista do final da via de acesso, lado da barreira sabo



Fotos da situação dos serviços de corte (durante a obra e após a conclusão)



Fotos da situação dos serviços de aterro (durante a obra e após a conclusão)

Situação do pavimento da via de acesso (durante a obra e após a conclusão)

Execução das obras mais representativas para a proteção dos taludes (durante a obra e após a conclusão)

Execução dos canais de drenagem e dutos subterrâneos (durante a obra e após a conclusão)

3.2.2 Problemas técnicos que surgiram durante a execução as obras e respectivas soluções

Caso surjam problemas de ordem técnica durante a execução as obras, descreva-os brevemente e explique as soluções empregadas, utilizando figuras, plantas e fotos. Um problema que pode surgir, por exemplo, é a necessidade de demolir parte de uma canaleta de drenagem já existente para conectá-la à nova estrutura, porém a profundidade da fundação ou o material usado na parte que seria demolida podem ser diferentes

do previsto inicialmente, exigindo a alteração do projeto da via.

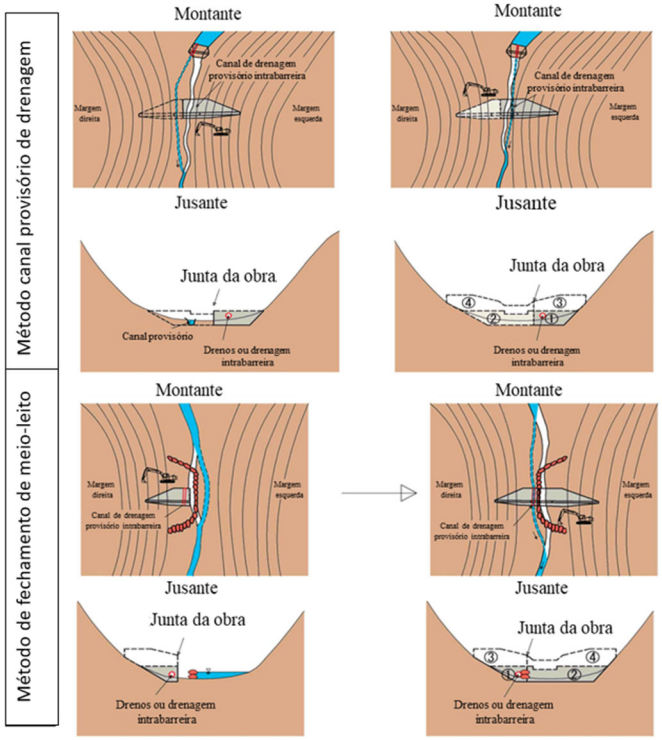
3.3 Ensecadeira

3.3.1 Vazão alvo

Por favor, descreva as etapas dos cálculos e os resultados obtidos na definição da vazão-alvo de projeto para o dimensionamento das obras de desvio do curso do rio, ensecadeiras. O detalhamento do método de cálculo consta no Manual de Barreira Sabo, Seção Execução de Obras, Capítulo 3).

3.3.2 Posicionamento e tipos de soluções para o desvio do curso do rio

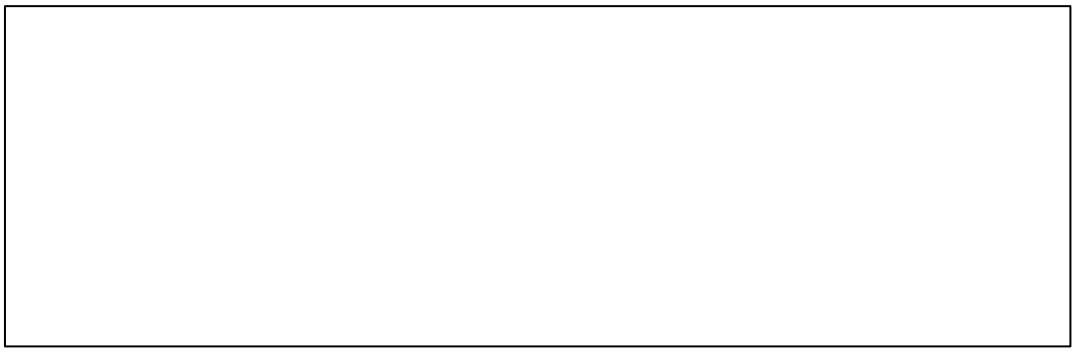
Utilize figuras e fotos para explicar cada uma das etapas da execução do desvio do curso do rio e o método adotado (canal provisório da drenagem, fechamento de meio-leito, duto fechado intrabarreira).



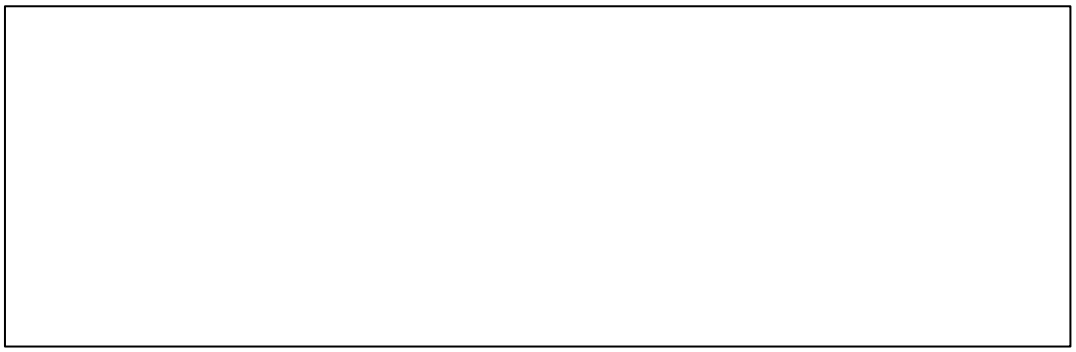
(Desvio primário) (Desvio secundário)

Exemplo de posicionamento da ensecadeira a cada etapa da obra

(Fonte: Manual de Barreira Sabo, Seção Execução, Capítulo 3, item 3)



Posicionamento de soluções para o desvio do curso do rio



Exemplo de execução da ensecadeira a cada etapa da obra

3.3.3 Dimensionamento do desvio do curso do rio

Utilizando figuras, tabelas e fotos, forneça informações de cada etapa do projeto das obras de desvio, incluindo o tipo de estrutura e seu posicionamento, formatos típicos das seções, inclinação do canal entre outras. Quando a solução adotada no desvio primário diferir da utilizada no desvio secundário, descreva uma síntese de cada um dos projetos.
Explique também, de forma breve, o método construtivo de cada uma das estruturas utilizadas.

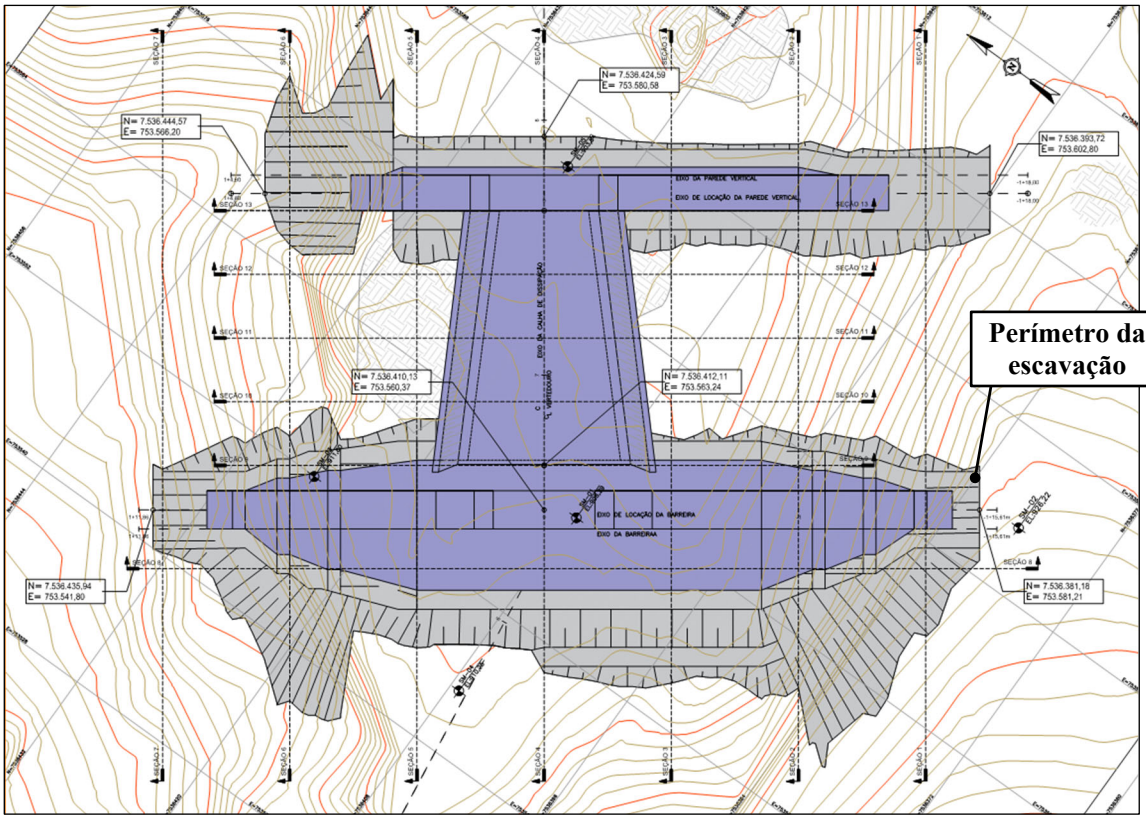
3.3.4 Problemas técnicos que surgiram durante a execução as obras e respectivas soluções

Caso surjam problemas de ordem técnica durante a execução as obras de desvio do curso do rio, descreva-os brevemente e explique as soluções empregadas, utilizando plantas e fotos. Um problema que pode surgir, por exemplo, é a ocorrência de vazão superior à que foi adotada no dimensionamento da obra, pode acontecer o colapso ou a destruição da estrutura.

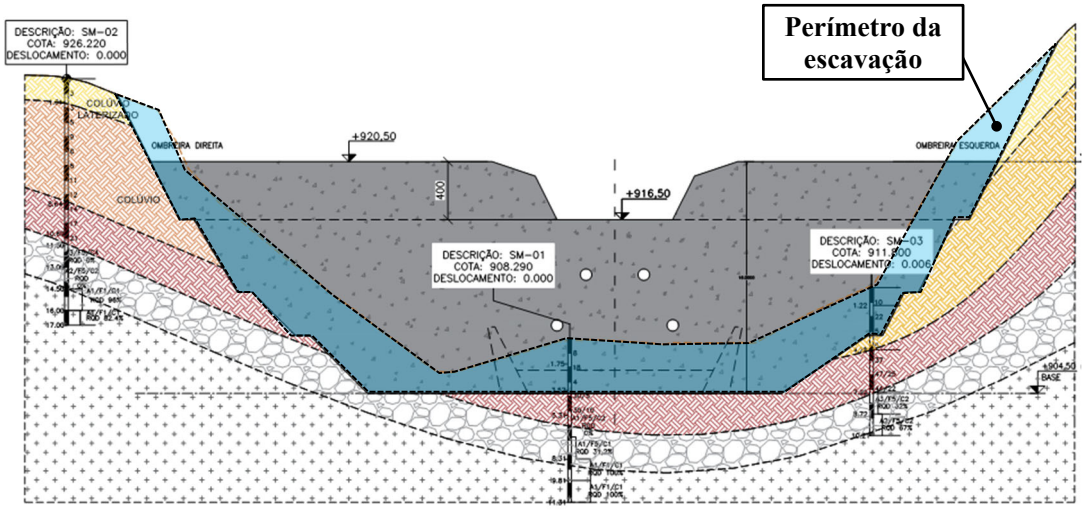
3.4 Escavação

3.4.1 Situação da escavação

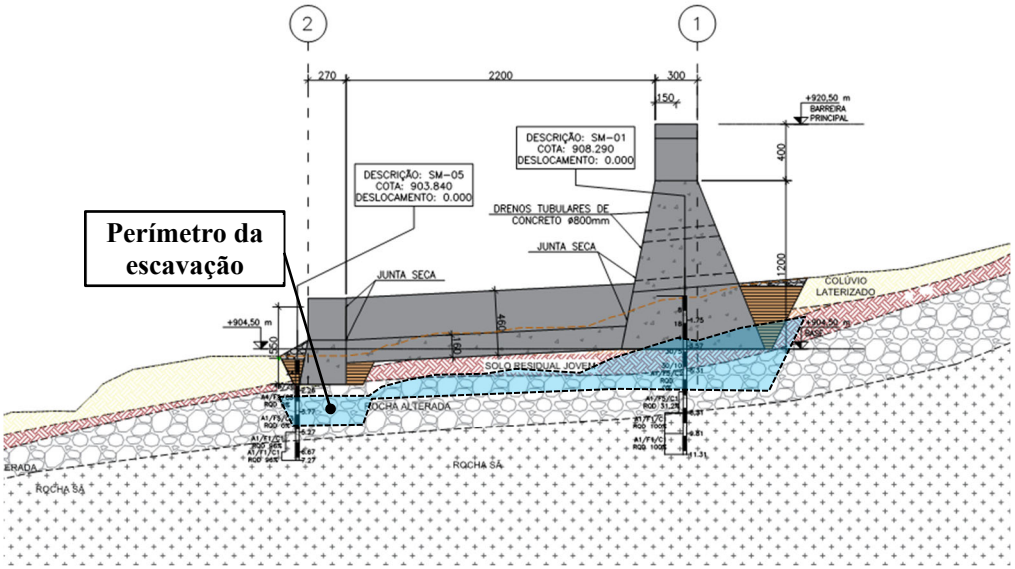
Utilizar os desenhos *as built* de todo o perímetro no qual foram realizadas as escavações, demonstrando-as em planta baixa, cortes transversal e longitudinal. Os métodos de escavação podem variar conforme o tipo de solo encontrado nas encostas naturais, portanto deve-se fundamentar a escolha do método, os equipamentos utilizados, a situação durante a após a conclusão das escavações, além as das condições de retirada e transporte para o bota-fora pré-determinado e a deposição do material. Utilize fotos e outros materiais para explicar as situações relacionadas as esses aspectos. Abaixo, demonstra-se um conjunto de amostras de plantas e fotos que devem constar no documento. Por favor, insira informações adicionais, conforme adequação e necessidade.



Planta baixa



Seção transversal (barreira principal)



Seção Longitudinal



Equipamentos e métodos utilizados conforme o tipo de terreno

Limpeza após a escavação e finalização





Carregamento, transporte e bota-fora do material

3.4.2 Aspectos que receberam especial atenção durante a execução das obras

Utilize plantas, desenhos e fotos para explicar quais foram os itens que receberam especial atenção durante a execução das escavações. Como exemplos, pode-se pensar nos seguintes casos:

- **Evitar escavação exagerada:** Durante a escavação da fundação, evitou-se a escavação excessiva, realizando rigorosamente o controle de nível. Quando a escavação foi além do necessário, não foi feito o reaterro com esse material. O preenchimento foi feito com concreto, durante a etapa de concretagem.
- **Rigor no trabalho a seco:** Quando brotou água, a drenagem foi feita com bombas ou valas para garantir que a superfície escavada permanecesse seca.
- **Observância à inclinação do talude:** A inclinação dos taludes respeitou rigorosamente o estabelecido no caderno de especificações técnicas. Quando foi necessário alterar a inclinação, foi realizado o debate, cujo conteúdo foi pactuado por escrito entre os 3 atores, construtora, contratante e projetistas.

- **Remeção da matéria orgânica:** A decomposição das raízes remanescentes das árvores removidas podem for formar vazios e instabilizar o terreno da fundação, portanto foram removidas.

3.4.3 Problemas técnicos que surgiram durante a execução as obras e respectivas soluções

Caso surjam problemas de ordem técnica durante a execução as obras de desvio do curso do rio, descreva-os brevemente e explique as soluções empregadas, utilizando plantas e fotos. Como exemplos de problemas, pode-se pensar nos seguintes casos:

- **Providências adotadas para os blocos gigantes** No terreno da fundação, quando foram encontrados blocos muito grandes, cuja remoção seria muito complexa, e a fim de evitar que a própria remoção pudesse desestabilizar o terreno da fundação, foram adotadas medidas para realização de ajustes na posição da estrutura, evitando tais blocos, ou ainda o bloco foi mantido no local e o volume deduzido do concreto.
    - No terreno da fundação, quando foram encontradas partes expostas de blocos muito grandes, o corpo da barreira sabo foi executado de modo a envolver o bloco, não tendo sido realizada a remoção dessa parte do bloco. A concretagem foi realizada apenas após a limpeza da superfície do bloco.
    - Em caso de barreira complementar ou parede vertical onde parte do bloco sobressaia a superfície do terreno da fundação, impossibilitando que envolver essa parte do bloco, a situação foi contornada levando a estrutura, seja barreira complementar ou para um pouco mais a jusante.
    - Quando parte do bloco sobressaiu a superfície da base da calha de dissipação, parte do concreto dessa estrutura foi substituído pelo bloco. Nessas condições, para evitar que a sobressalência interferisse na seção do escoamento, apenas a parte que ficava para cima da base da calha de dissipação foi removida utilizando um martelete rompedor.



Imagem ilustrativa de caso em que o bloco não é desmontado e parte é incorporada pela barreira.

- **Providências quando identificou variação no relevo do leito do talvegue:** Quando foram identificadas erosões pontuais, provocadas pela água corrente, no leito do talvegue a jusante, diferentes da época em que o projeto de engenharia foi elaborado, foi verificado o nível da fundação para de assegurar que tanto a barreira complementar como a parede vertical teriam a profundidade de ficha necessária. Essa verificação resultou na constatação de que a profundidade da ficha era insuficiente, por esse motivo foi realizada a alteração do projeto de engenharia, considerando o nível correto da parede vertical dou da barreira complementar.

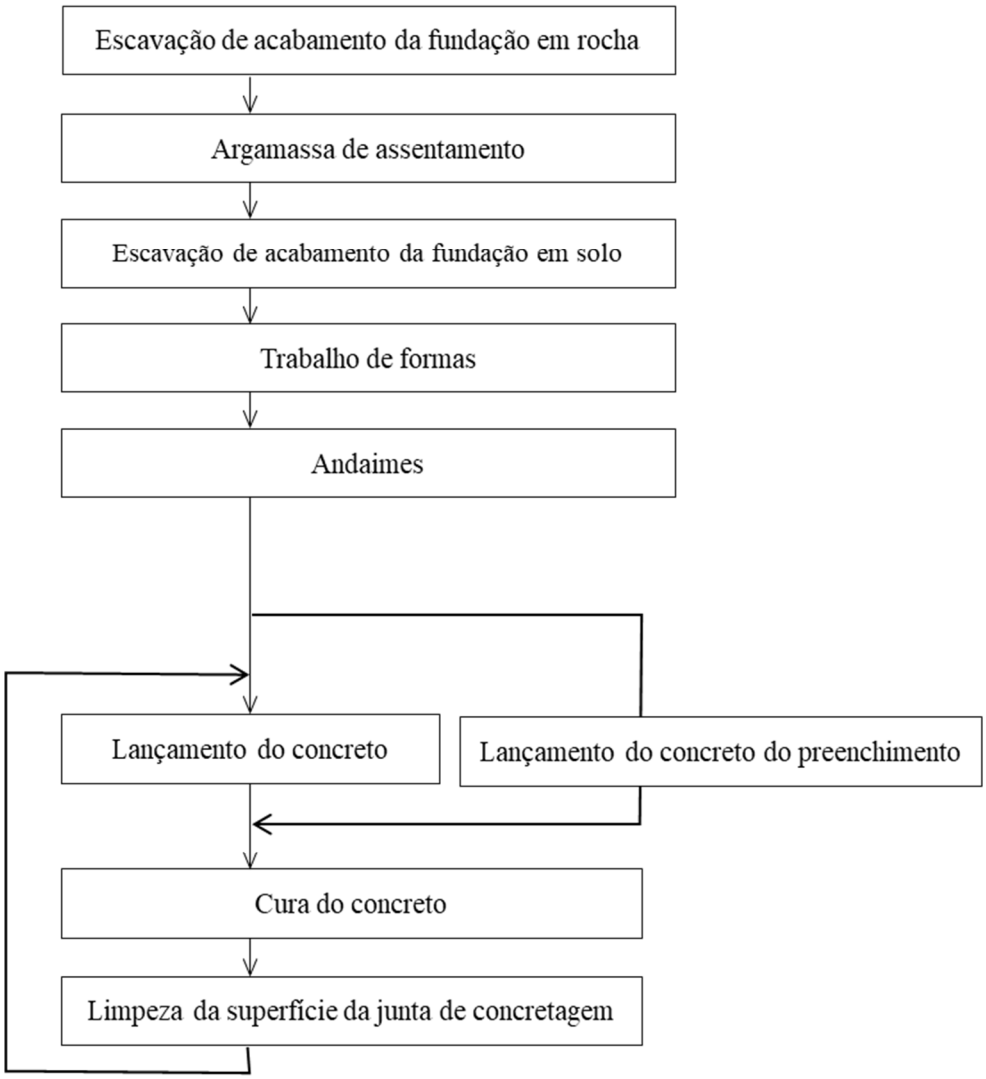
3.5 Obras em concreto

3.5.1 Traço do concreto, sua usinagem e transporte

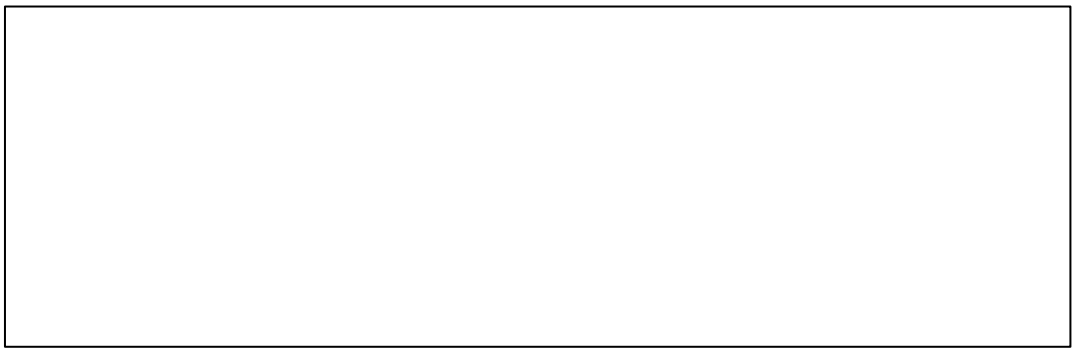
Utilizando figuras, tabelas e fotos, explique brevemente o projeto do traço do concreto utilizado na obra, bem como sua usinagem e modo de transporte.

3.5.2 Método de execução de cada etapa da concretagem

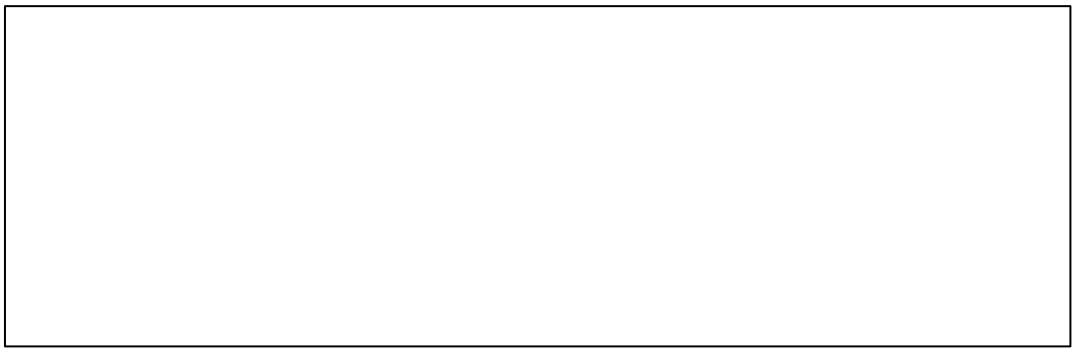
Dentre os serviços relacionados à concretagem, utilizando figuras e fotos, explique a situação da execução da cofragem, andaimes, concretagem, lançamento do concreto de preenchimento, cura do concreto e limpeza das superfícies.



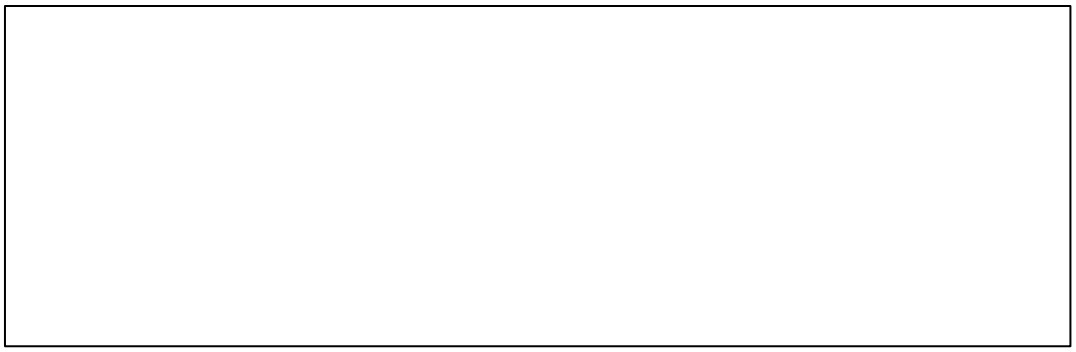
(Fonte: Manual de Barreira Sabo, Seção Execução, Capítulo 5, item 5)



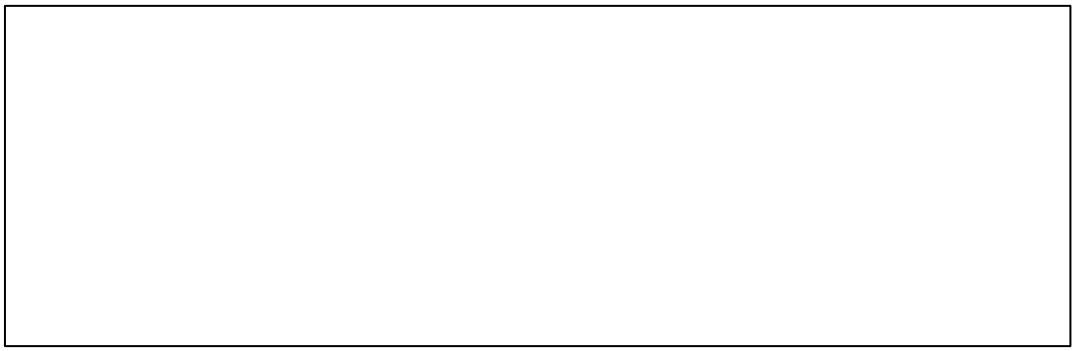
Situação da instalação das formas



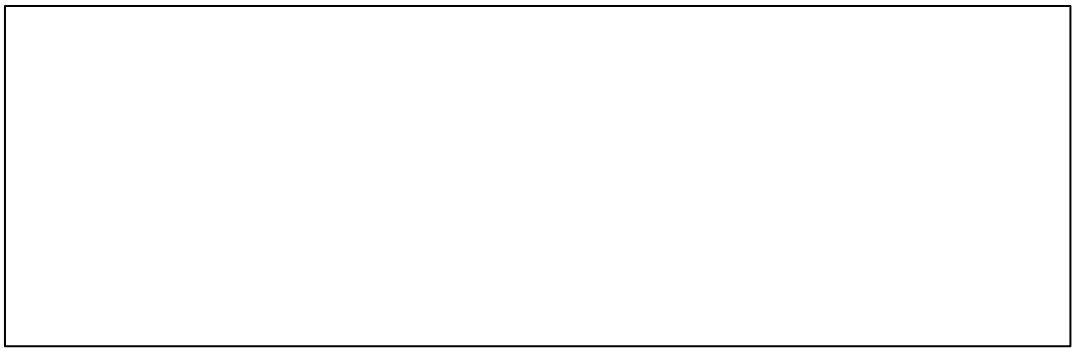
Situação da instalação dos andaimes



Situação do lançamento do concreto



Situação do lançamento do concreto de preenchimento



Situação da compactação do concreto

Situação do tratamento das juntas de concretagem

Situação da cura do concreto

3.5.3 Ordem da concretagem

Utilizando figuras e fotos, explique brevemente o a ordem da concretagem, considerando o plano de desvio do canal.

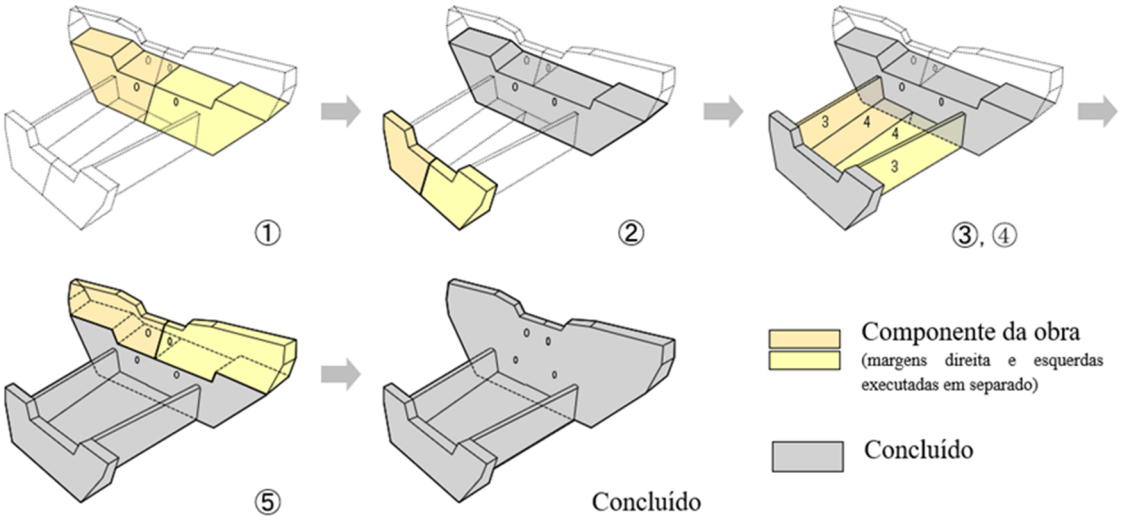


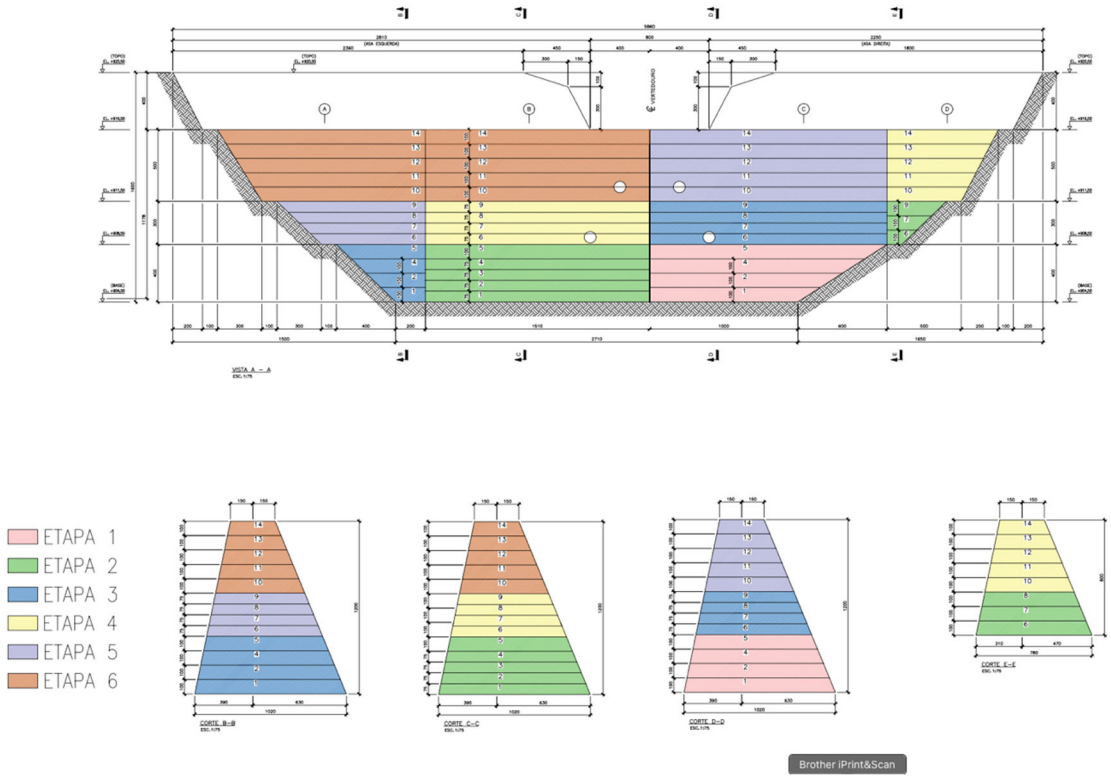
Imagem de ordem do lançamento do concreto da barreira sabo.

(Fonte: Manual de Barreira Sabo, Seção Execução, Capítulo 5, item 3)

Fotos que permitam verificar as etapas de execução da barreira sabo

3.5.4 Cronograma de elevação das camadas

O processo de resfriamento do concreto-massa pode gerar fissuras decorrentes do estresse térmico ou da contração devido a secagem. Como medida para evitar essas ocorrências, o projeto-piloto adotou o método de "concretagem por blocos", que estabelece um cronograma de camadas de blocos a serem lançados, sua altura, largura, volume de concreto por bloco, além do tempo (em dias) entre uma concretagem e outra. Utilize figuras, tabelas e fotos para explicar todo o trabalho de concretagem.



Cronograma de elevação das camadas (sugestão)

(Fonte: Memorial descritivo do projeto de engenharia, Volume 1, 7.1.4.4)

56	94,90	9-B e 13-D
60	23,93	14-D
61	91,20	10-C
65	124,35	6-A e 11-C
69	117,90	7-A e 12-C
73	109,90	8-A e 13-C
77	97,45	9-A e 14-C
78	86,07	10-B
81	66,12	10-A
82	77,01	11-B
85	61,84	11-A
86	67,95	12-B
89	56,59	12-A
90	58,89	13-B
93	51,09	13-A
94	49,83	14-B
97	45,21	14-A

Volume de concreto lançado em cada bloco (massa)

(Fonte: Memorial descritivo do projeto de engenharia, Volume 1, 7.1.4.4)

Fotos da concretagem dos blocos

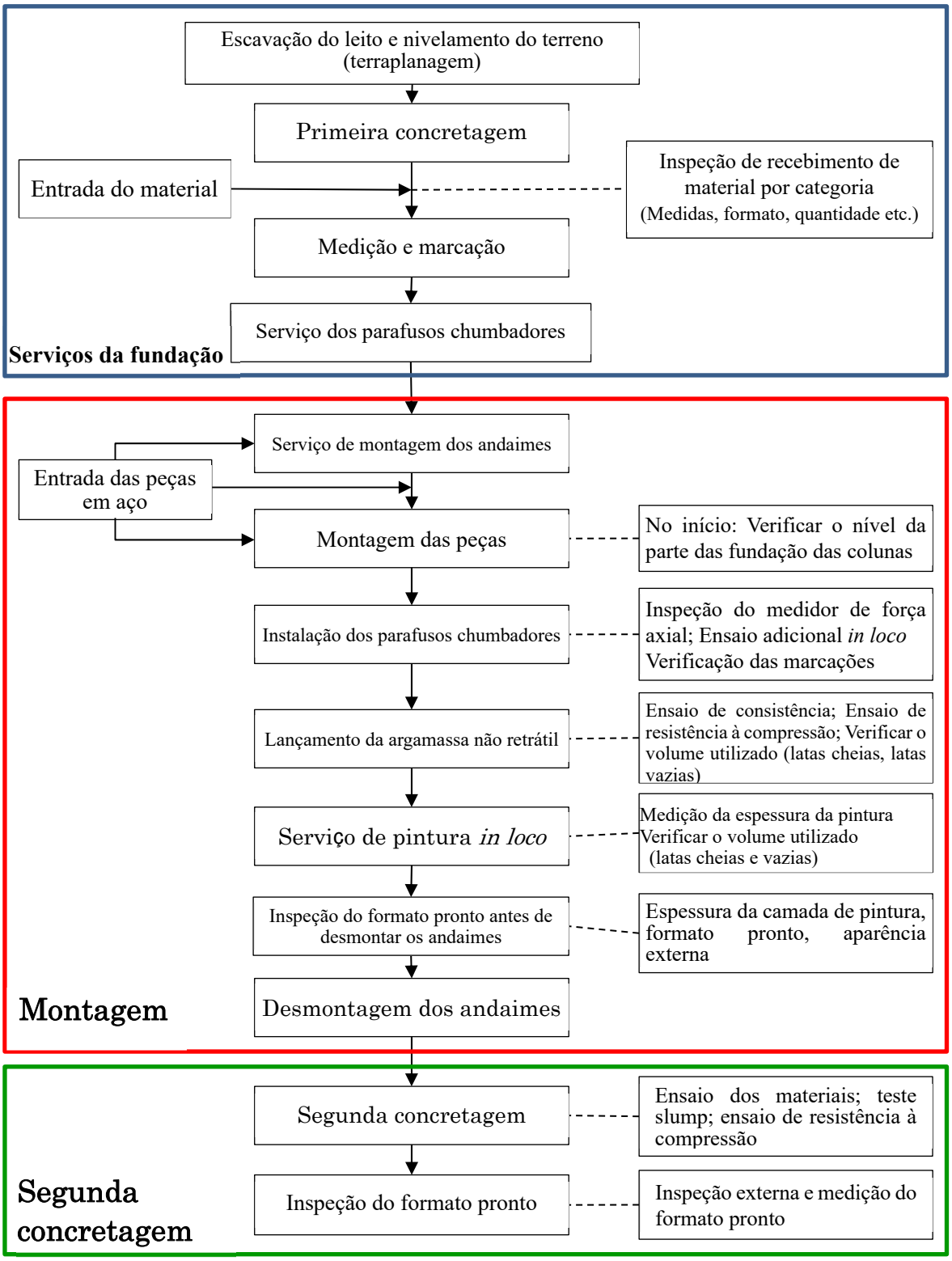
3.6 Montagem da Estrutura Reticulada em Aço da Barreira Sabo

3.6.1 Fabricação e transporte das peças metálicas

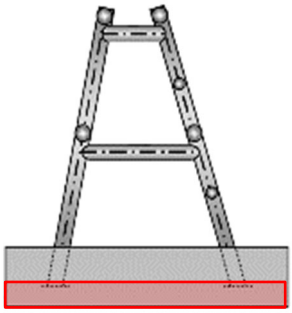
Utilizando figuras, tabelas e fotos, explique brevemente o projeto dos tubos de aço utilizado na obra, bem como sua fabricação e modo de transporte.

3.6.2 Método de montagem

Utilizando figuras, tabelas e fotos, explique brevemente o projeto dos tubos de aço utilizado na obra, bem como sua fabricação e modo de transporte. Abaixo ilustram-se as etapas comuns da execução das obras. Por favor, substitua pelas informações reais das etapas que de fato foram seguidas. Apresentam-se abaixo fotos ilustrativas de cada etapa dos procedimentos de montagem. Por favor, substitua pelas fotos reais das etapas que de fato foram seguidas.



Fonte: NIPPON STEEL METAL PRODUCTS CO.,LTD.



Situação da primeira concretagem



Situação da marcação



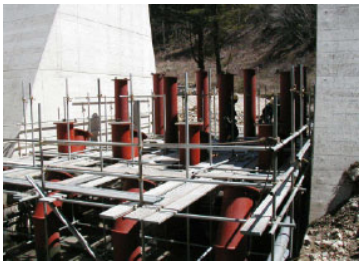
Abertura do furo do parafuso



Posicionamento das placas de nivelamento

Parafusos chumbadores





Montagem dos andaimes



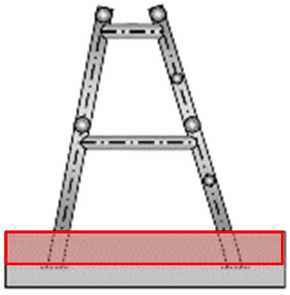

Montagem das peças




Apertamento dos parafusos




Pintura no local




Situação da segunda concretagem

Fonte: NIPPON STEEL METAL PRODUCTS CO.,LTD.

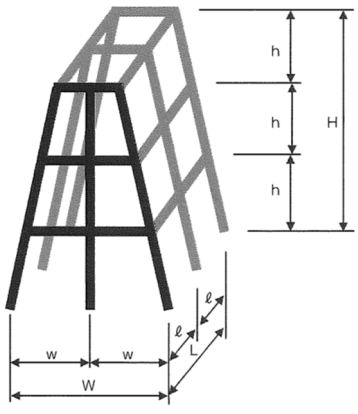
Fotos da conclusão

3.6.3 Controle do formato pronto

Utilizando figuras, tabelas e fotos, explique brevemente o controle do produto pronto utilizado na obra. Destacam-se, abaixo, os critérios gerias das variações admissíveis.

Tabela: Variações admissíveis que podem ocorrer no momento da montagem e instalação das peças metálicas da barreira sabo permeável em aço.

Item	Variação admissível (unidade: mm)
Comprimento	L=±50 l=±10
Largura	W=±30 w=±10
Altura	H=±10 h=±10

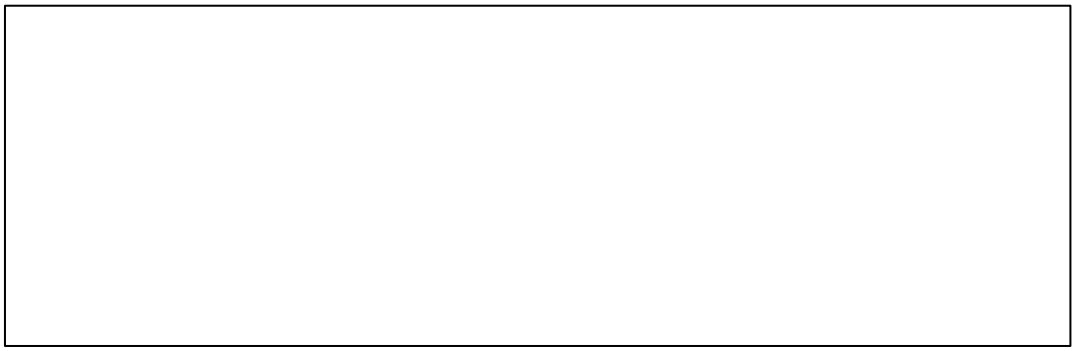


(Fonte: Manual de Barreira Sabo, Seção Execução, Capítulo 6, item 6)

3.7 Execução de obras especiais

3.7.1 Drenos intrabarreira

Os drenos são instalados dentro do corpo da barreira com o objetivo de evitar a retenção de água nos períodos de normalidade, aliviar a poropressão da água após a deposição dos detritos e desviar o curso do rio durante a obra. Utilizando figuras e fotos, explique o posicionamento dos drenos, o material construtivo utilizado e o método de execução. Caso existam itens que receberam atenção especial, tanto no que se refere ao posicionamento dos drenos ou a sua execução, explique separadamente.



Drenos intrabarreira

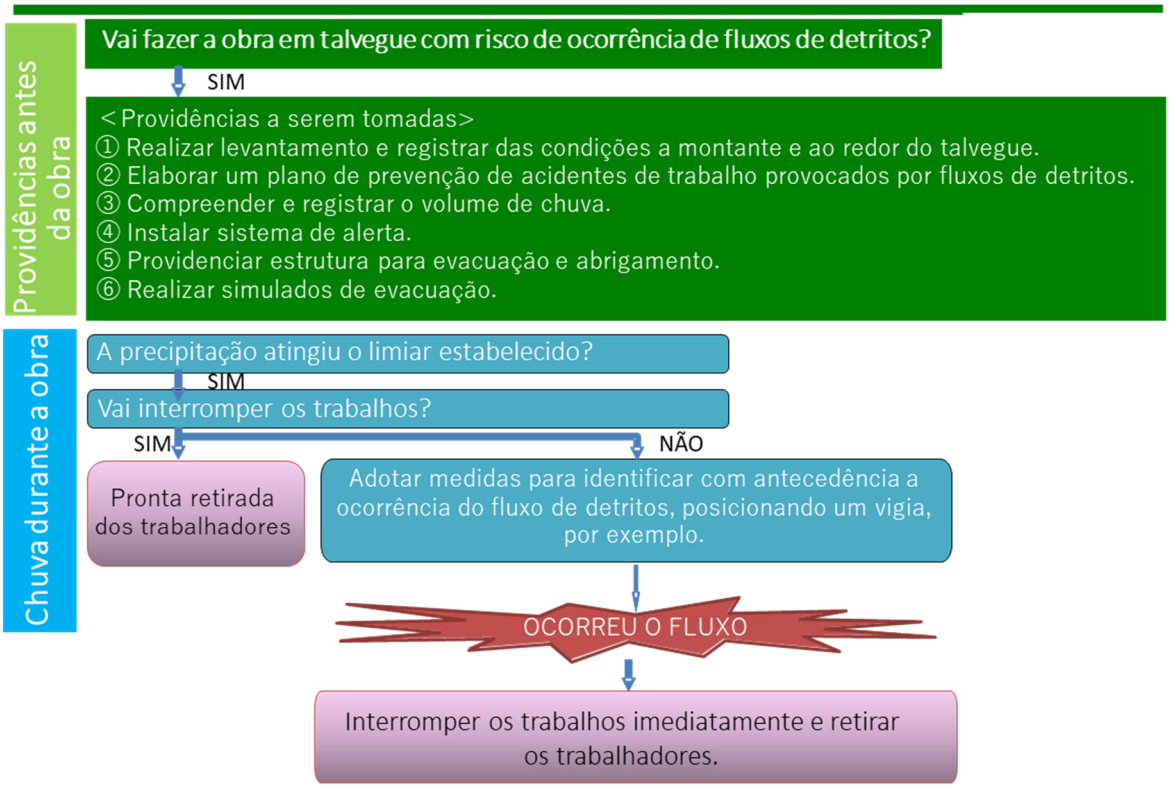
3.7.2 Obras de estabilização das encostas

Sobre as obras executas para estabilizar as encostas próximas ou nas partes de preenchimento, tais como solo-cimento, recobrimento com vegetação, solo grampeado combinado com concreto jateado, gabião etc., explique cada tipo de solução empregada, o local onde foi executada, o conceito, a situação da sua execução e a obra pronta. Utilize figuras, tabelas e fotos. Explique também os itens que demandaram especial cautela, problemas que surgiram e as soluções encontradas, se houver.

3.8 Medidas de segurança durante a execução das obras

Além dos acidentes de trabalho que podem ocorrer no âmbito da construção civil convencional, a execução de obras sabo envolve riscos de acidentes específicos, uma vez que os trabalhos são realizados em vales estreitos, havendo a exposição a perigos como queda de blocos, enxurradas e fluxo de detritos e outros. Para reduzir ou evitar os riscos de acidentes específicos dos canteiros das obras de barreiras sabo, podem-se destacar os 3 pontos a seguir.

- Prever o risco da ocorrência do perigo;
- Medidas para a identificação precoce da ocorrência do perigo;
- Evacuação célere dos trabalhadores para um local seguro, quando da ocorrência do perigo.



Fluxograma de medidas para evitar acidentes de trabalho provocados por fluxos de detritos

Utilize figuras, tabelas e fotos para explicar tipologia e a situação da execução das medidas para prevenir ou atenuar os riscos de acidentes de trabalho característicos das obras sabo que de fato foram adotas no projeto-piloto. Para referência, demonstram-se abaixo exemplos de medidas de segurança comumente adotadas no Japão.

Uma das medidas para atenuar o risco de acidentes é a definição antecipada de critérios para a execução dos trabalhos em caso de chuvas, momentos em que o risco de desastres aumenta.

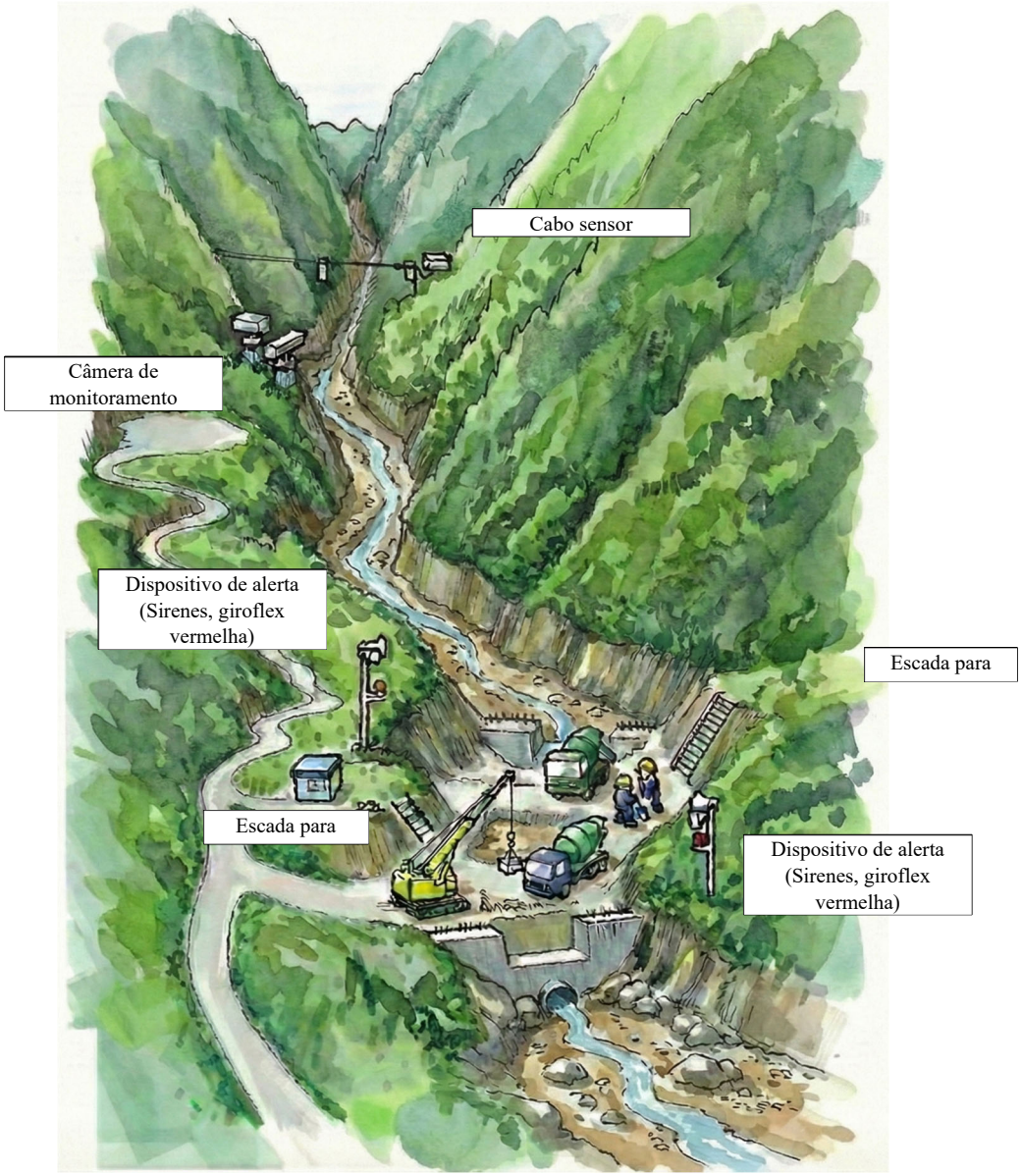
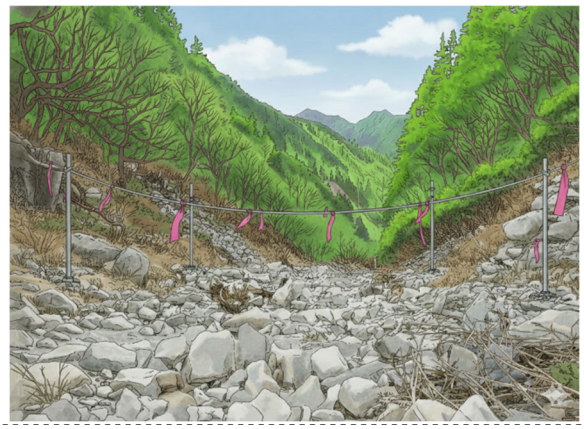


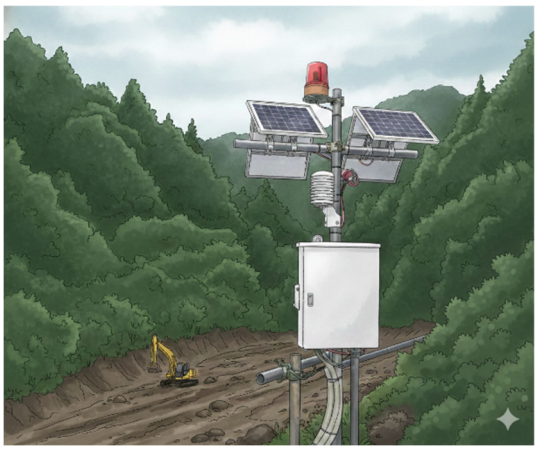
Imagem conceitual de medidas para evitar desastres

(Fonte: Para prevenir acidentes de trabalho decorrentes de fluxos de detritos, Ministério da Saúde, Trabalho e Bem-estar, Associação de Prevenção de Acidesntes dos Trabalhadores da Construção Civil, 1998, editado.)



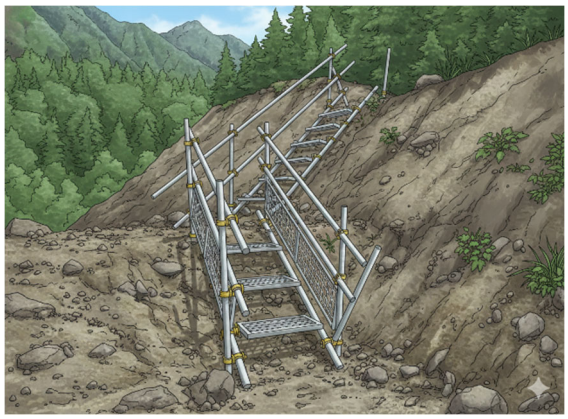


Situação do monitoramento de área colapsada a montante da obra, cabo sensor de fluxo de detritos instalado (imagem gerada pelo Gemini)





Situação da instalação dos equipamentos: câmera de monitoramento, pluviômetro, dispositivos de alerta (sirene, giroflex vermelho etc.) (imagem gerada pelo Gemini)



Escada para um lugar alto, instalada para a evacuação (imagem gerada pelo Gemini)



Realização de simulado de evacuação e educação em segurança do trabalho (imagem gerada pelo Gemini)