



Código MC-M1.37.LI/C.ES6-001		Rev. 0
Data 31/07/2019	Folha 1 de 18	

ÍNDICE DE DOCUMENTOS

Emitente									
Título		MEMORIAL DE CÁLCULO – EMBOQUE MONOTRILHO							
Documentos de Referência									
Documentos Resultantes									
Observações									
0	31/07/19	Emissão inicial				VLT		/ /	
Rev.	Data	Descrição da Revisão				Emitente	Verif.	Aprovação	
							CTB		
Emissão Inicial	31/07/19	VLT		31/07/19	CTB		//	CTB	
	Data	Elaboração	Visto	Data	Verificação	Visto	Data	Aprovação	Visto



Código MC-M1.37.LI/C.ES6-001		Rev. 0
Data 31/07/2019	Folha 2 de 18	

Índice

I. INTRODUÇÃO	3
II. SEÇÕES VERIFICADAS	6
1. GEOMETRIA DAS SEÇÕES	6
2. PARÂMETROS UTILIZADOS.....	8
3. NORMA NBR11682:2009	8
III. ANÁLISE DE ESTABILIDADE.....	9
1. ESTABILIDADE DOS TAULUDES	9
1.1. Parâmetros utilizados	9
1.2. Pregagens	10
1.3. Resultados.....	10
IV. TENSÃO NA FUNDAÇÃO	14
1. CARREGAMENTOS CONSIDERADOS	14
1.1. Cargas verticais do trem-tipo	14
1.2. Cargas horizontais de aceleração e frenagem (LF)	14
1.3. Cargas horizontais das forças centrífugas (CF)	15
1.4. Cargas horizontais devido ao choque lateral (HF)	15
2. COEFICIENTE DE IMPACTO DINÂMICO	16
3. TENSÕES NA SAPATA	16
4. TENSÕES ADMISSÍVEIS NA BASE DA SAPATA	17
V. CONCLUSÕES	18

Código	Rev.
MC-M1.37.LI/C.ES6-001	0
Data	Folha
31/07/2019	3 de 18

I. INTRODUÇÃO

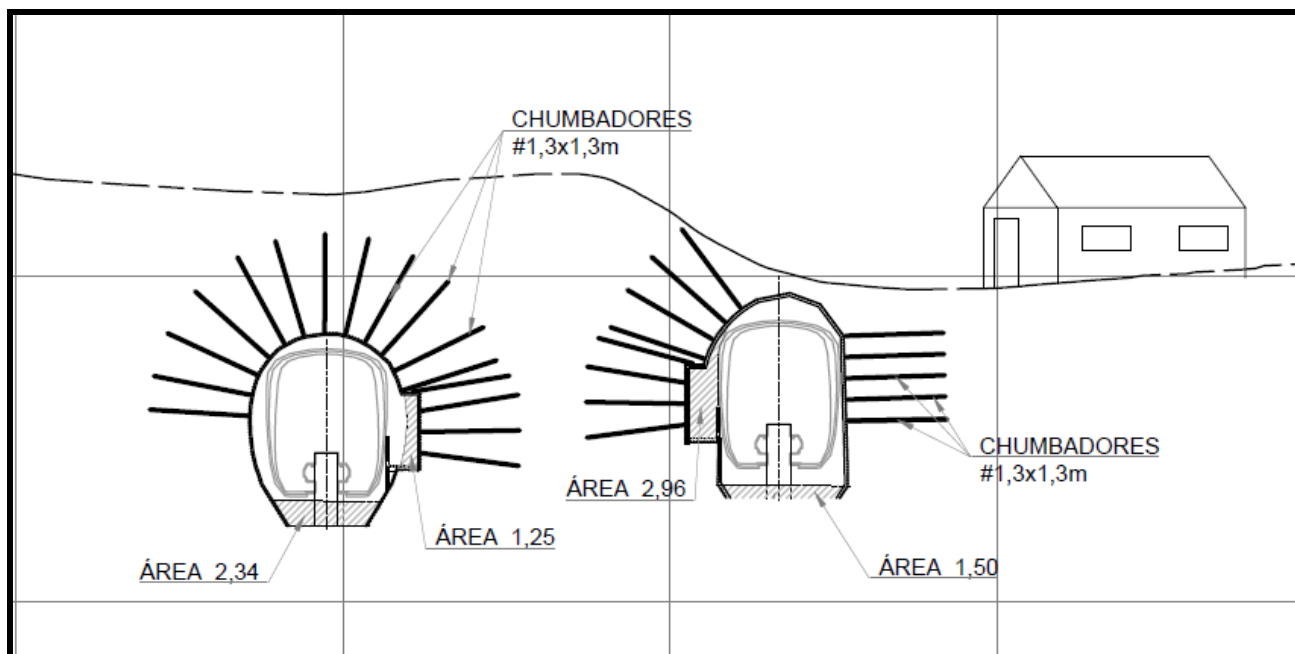
O túnel Peri-Peri, possui uma extensão de 75,0 m. É constituído de 2(dois) túneis construídos em épocas diferentes, sendo o primeiro do lado esquerdo na década de 1860 e o segundo que corresponde a duplicação da linha férrea em 1940 conforme dados históricos.

Para a implantação do VLT de Salvador que vai desde a Parada Comércio (região do Porto) até a Parada Calçada (trecho novo); tramo existente que corresponde ao trecho hoje em operação do trem de subúrbio que vai até a Parada Paripe e será prolongada até a Parada São Luiz, será necessário transpor os túneis, pois, os mesmos não possuem plataforma de emergência no caso de acidentes que possam ocorrer no seu interior.

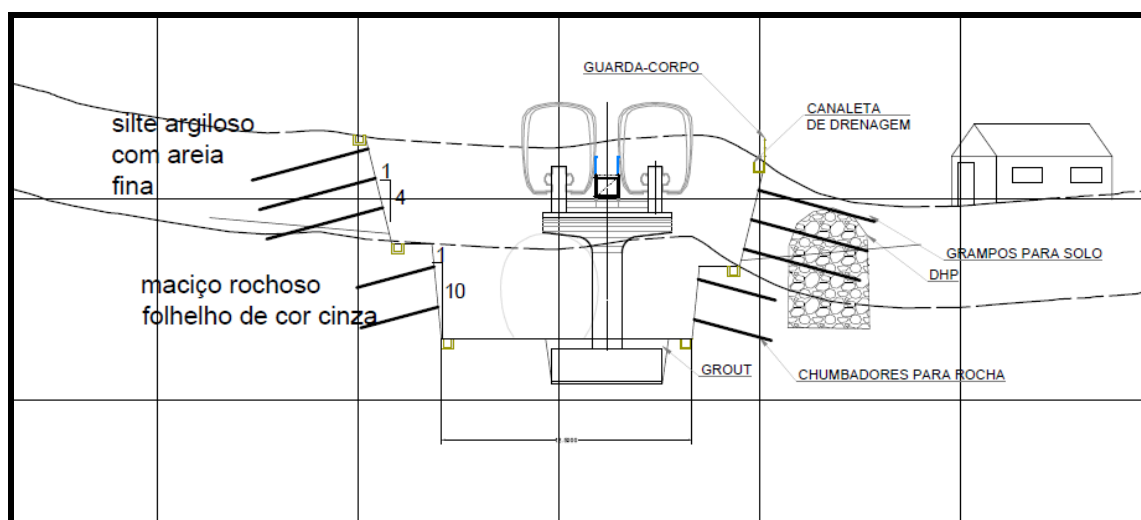


Vista frontal dos túneis do lado Estação Calçada

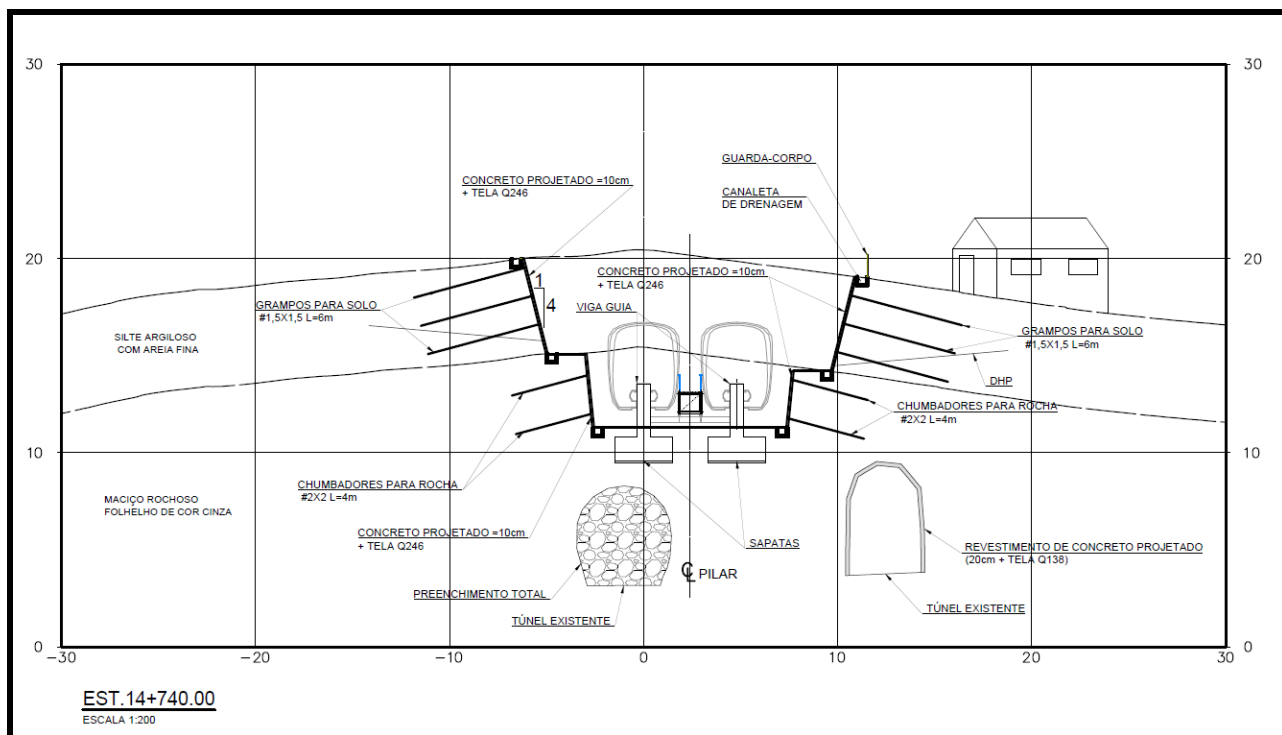
Foram realizados vários estudos, a primeira alternativa tratava-se do alargamento dos túneis de modo a possibilitar a instalação das plataformas de emergências.



A segunda alternativa estudada foi a escavação de talude até a cota da estrada de ferro, mantendo o parque linear contínuo. Nesta solução o túnel da esquerda seria demolido e o da direita deveria ser preenchido com solo-cimento.



A terceira alternativa, que foi escolhida, propõe uma escavação menor do talude e implantação do monotrilho a partir de uma cota mais alta. Desta forma, nesta alternativa o túnel da direita pode ser preservado, no entanto propõe-se um reforço no mesmo e devido à proximidade das fundações do monotrilho ao túnel da esquerda, este deverá ser devidamente preenchido.



O presente documento tem por objetivo verificar a estabilidade dos taludes localizados entre os estaqueamentos 14+740m e 14+780m do monotrilho.

Trata-se de um trecho a ser estabilizado com uso de solo grampeado e chumbadores no maciço rochoso. O trecho é admitido escavado praticamente todo em solo, com parte em maciço rochoso do tipo folhelho de cor cinza.

II. SEÇÕES VERIFICADAS

1. GEOMETRIA DAS SEÇÕES

Nas figuras a seguir são apresentadas as seções a serem pregadas no trecho.

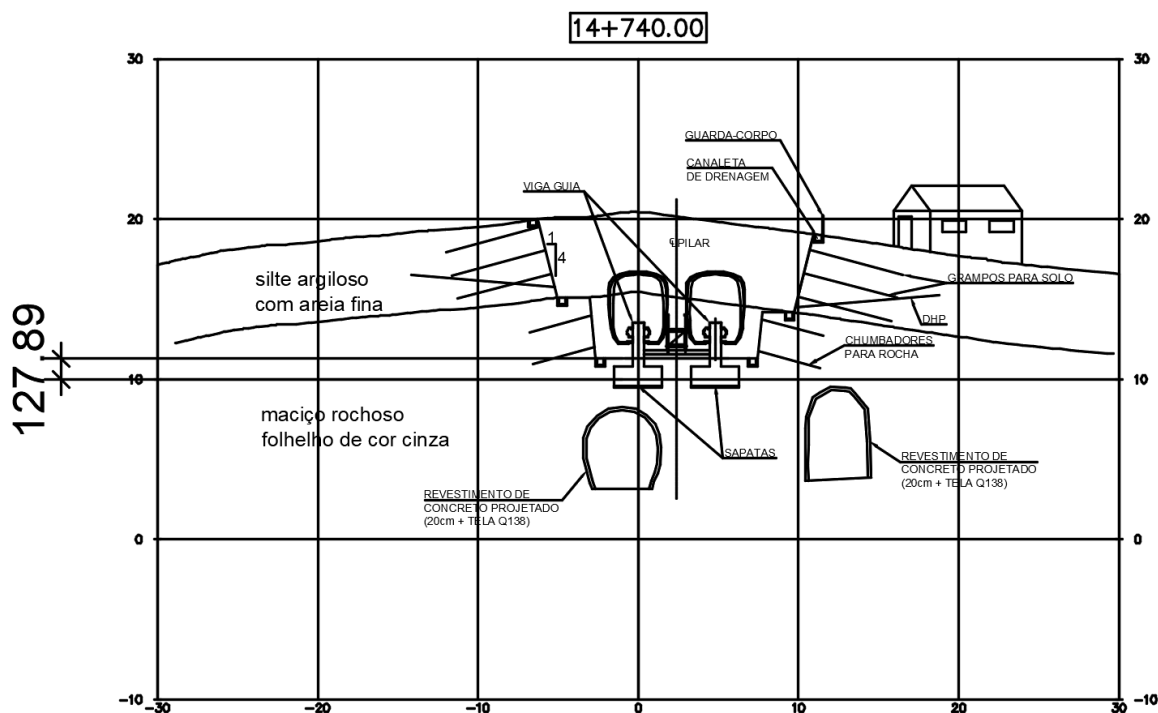


Figura 1 - Seção 14+740.00

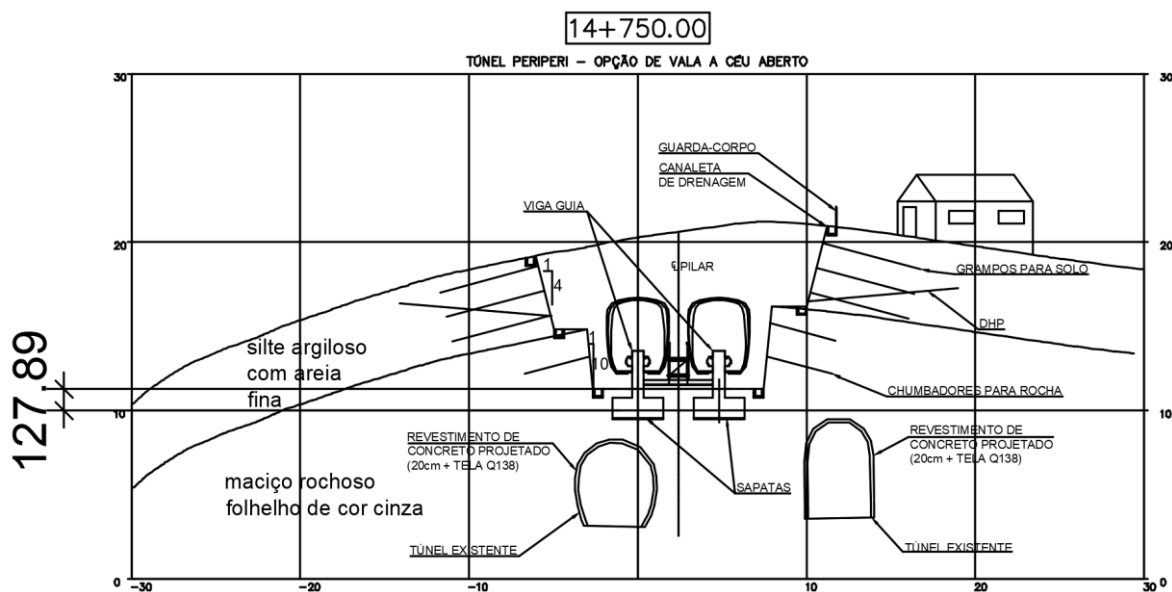


Figura 2 - Seção 14+750.00

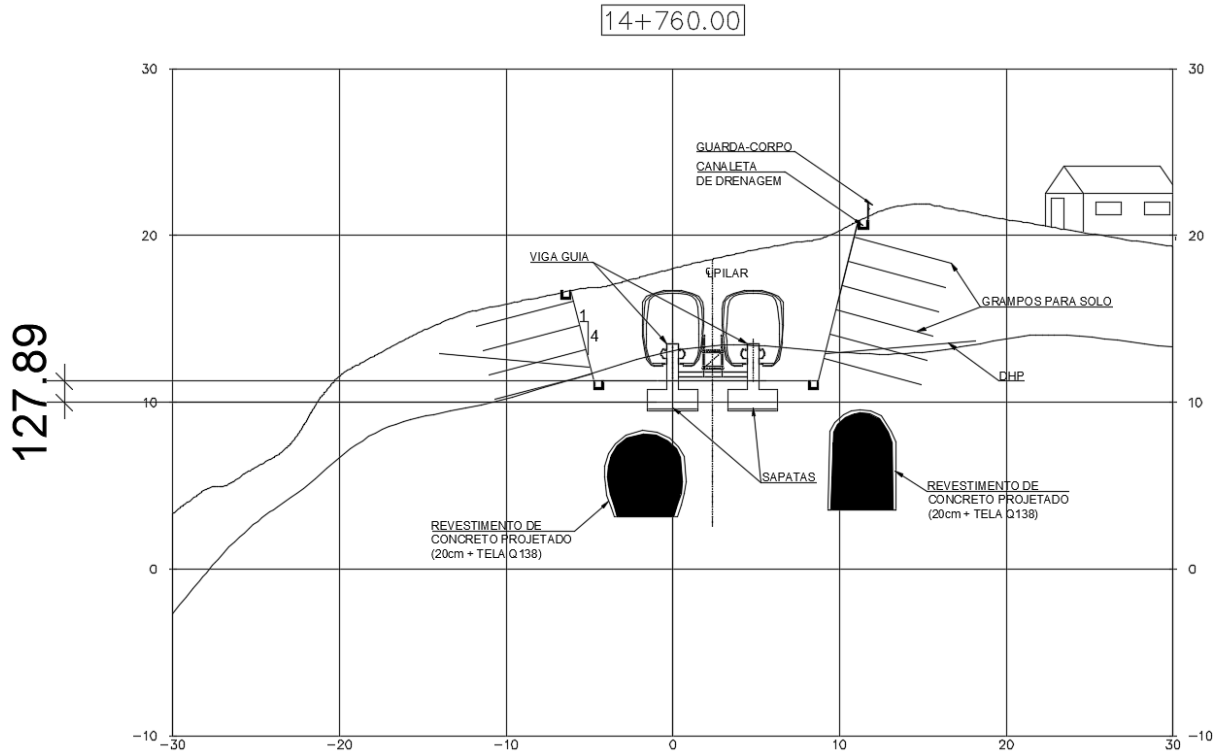


Figura 3 - Seção 14+760.00

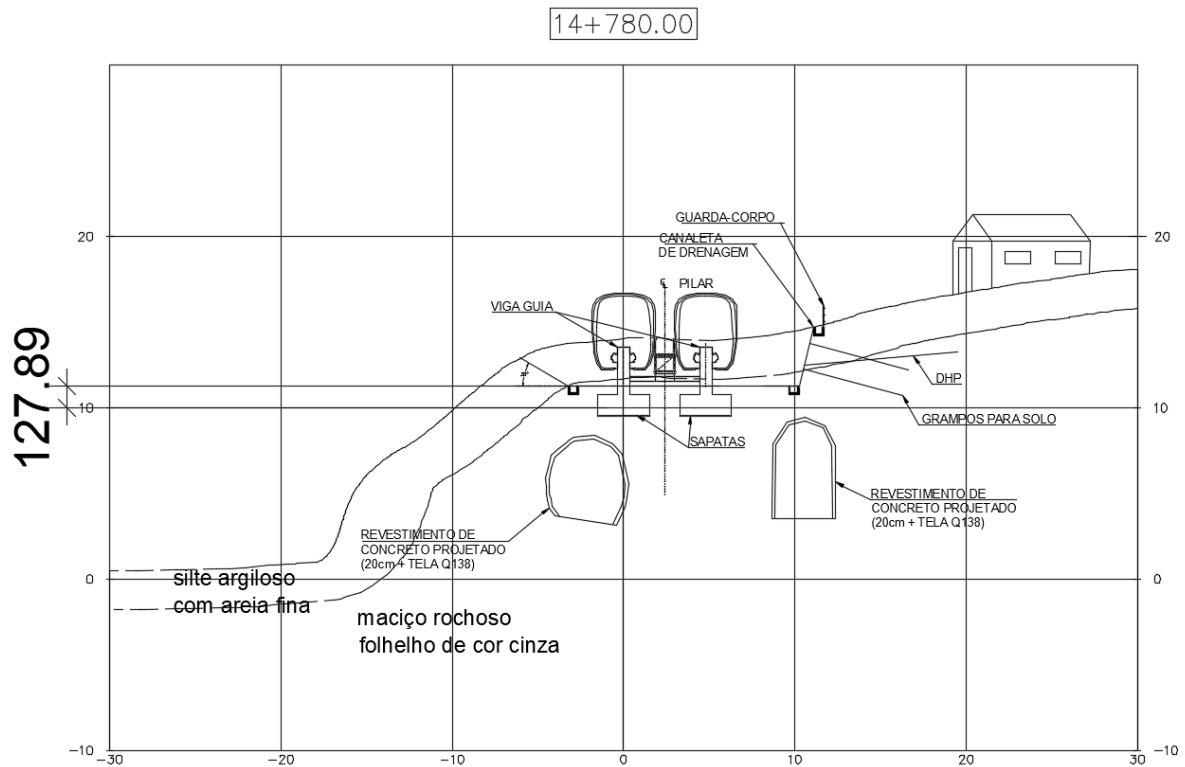


Figura 4 - Seção 14+780.00



2. PARÂMETROS UTILIZADOS

Foi considerada uma camada superior de silte argiloso com areia fina seguida do maciço rochoso de folhelho de cor cinza (conforme figuras 1 a 4).

Os mecanismos de ruptura geral da rocha e do solo se desenvolvem e são modelizados de maneira diferente. No caso dos solos, as rupturas se formam em seções circulares através da matriz de solo. Para as rochas, as rupturas se desenvolvem ao longo das descontinuidades da rocha, formando cunhas. Apesar disso, adotaremos o mesmo neste caso pela falta de dados das fraturas da rocha.

Sendo adotados os parâmetros geotécnicos apresentados na Tabela 1.

Camada	γ (tf/m ³)	c' (tf/m ²)	ϕ' (°)
Silte argiloso com areia fina	1,8	1,5	30
Maciço rochoso folhelho de cor cinza	2,0	5,0	35

Tabela 1 - Parâmetros Geotécnicos para a análise

3. NORMA NBR11682:2009

A norma ABNT NBR11682:2009 - Estabilidade de encostas fornece a metodologia e as orientações necessárias ao dimensionamento de encostas e talude. O fator de segurança (FS) calculado para avaliar o nível de risco de ruptura de uma encosta pode variar em função do perigo de perda de vida humana e da possibilidade de danos materiais e de danos ao meio ambiente.

A Tabela 2 e Tabela 3, dadas pela norma, definem os níveis de risco de perda de vida humana e de danos materiais e ambientais. A Tabela 4 estabelece a correlação entre esses dois tipos de risco para escolher o fator de segurança desejado em função do risco aceito.

Nível de segurança	Critérios
Alto	Áreas com intensa movimentação e permanência de pessoas, como edificações públicas, residenciais ou industriais, estádios, praças e demais locais, urbanos ou não, com possibilidade de elevada concentração de pessoas Ferrovias e rodovias de tráfego intenso
Médio	Áreas e edificações com movimentação e permanência restrita de pessoas Ferrovias e rodovias de tráfego moderado
Baixo	Áreas e edificações com movimentação e permanência eventual de pessoas Ferrovias e rodovias de tráfego reduzido

Tabela 2 - Nível de segurança desejado contra a perda de vidas humanas

Nível de segurança	Critérios
Alto	Danos materiais: Locais próximos a propriedades de alto valor histórico, social ou patrimonial, obras de grande porte e áreas que afetem serviços essenciais Danos ambientais: Locais sujeitos a acidentes ambientais graves, tais como nas proximidades de oleodutos, barragens de rejeito e fábricas de produtos tóxicos
Médio	Danos materiais: Locais próximos a propriedades de valor moderado Danos ambientais: Locais sujeitos a acidentes ambientais moderados
Baixo	Danos materiais: Locais próximos a propriedades de valor reduzido Danos ambientais: Locais sujeitos a acidentes ambientais reduzidos

Tabela 3 - Nível de segurança desejado contra os danos materiais e ambientais

Nível de segurança contra danos materiais e ambientais \ Nível de segurança contra danos a vidas humanas	Alto	Médio	Baixo
	Alto	1,5	1,5
Médio	1,5	1,4	1,3
Baixo	1,4	1,3	1,2

NOTA 1 No caso de grande variabilidade dos resultados dos ensaios geotécnicos, os fatores de segurança da tabela acima devem ser majorados em 10 %. Alternativamente, pode ser usado o enfoque semiprobabilístico indicado no Anexo D.

NOTA 2 No caso de estabilidade de lascas/blocos rochosos, podem ser utilizados fatores de segurança parciais, incidindo sobre os parâmetros γ , ϕ , c , em função das incertezas sobre estes parâmetros. O método de cálculo deve ainda considerar um fator de segurança mínimo de 1,1. Este caso deve ser justificado pelo engenheiro civil geotécnico.

NOTA 3 Esta tabela não se aplica aos casos de rastejo, voçorocas, ravinas e queda ou rolamento de blocos.

Tabela 4 - Fatores de segurança mínimos para deslizamento

No caso, o trecho é localizado próximo à uma zona de ocupação irregular. O nível de risco de perda humana é considerado como alto. O risco de danos materiais ou ambientais, no caso do monotrilho é considerado como alto. Portanto, um fator de segurança de 1,5 deverá ser respeitado

III. ANÁLISE DE ESTABILIDADE

1. ESTABILIDADE DOS TAULUDES

Foram analisadas a estabilidade dos taludes nos referidos trechos. Esses taludes 4V:1H de corte envolvem a camada superior de solo e 10V:1H do maciço rochoso, serão tratados com pregagens. Para verificar a estabilidade, foi realizada uma análise com o programa Slide 6.0 com os parâmetros descritos abaixo. Uma sobrecarga de 2,0tf/m² foi adicionada segundo item 7.3.3 da NBR11682 sobre a superfície do terreno arrimado.

1.1. Parâmetros utilizados

Como descrito na parte anterior 2.2, os parâmetros de solo são repetidos na Tabela 5:



Camada	γ (tf/m ³)	c' (tf/m ²)	φ' (°)
Silte argiloso com areia fina	1,8	1,5	30
Maciço rochoso folhelho de cor cinza	2,0	5,0	35

Tabela 5 – Parâmetros geotécnicos para análise

1.2. Pregagens

Para as verificações dos taludes pregados das contenções laterais foram utilizados os seguintes parâmetros para as pregagens:

- Φ pregagem = 25mm
- Φ furo = 4"

Com estes parâmetros foram calculados a força máxima resistente de cada pregagem:

$$F_p = \frac{\pi \cdot 2,5^2}{4} \cdot 50 \cdot \frac{0,9}{1,75} \cong 126 \text{ kN}$$

Para a resistência ao arrancamento da pregagem foi adotado o valor de 18kN/m para as pregagens em solo e 45kN/m em rocha, com base na experiência do projetista.

1.3. Resultados

As Figuras a seguir apresentam os Fatores de Segurança (FS), calculados pelos métodos de Bishop Simplificado para esses taludes.

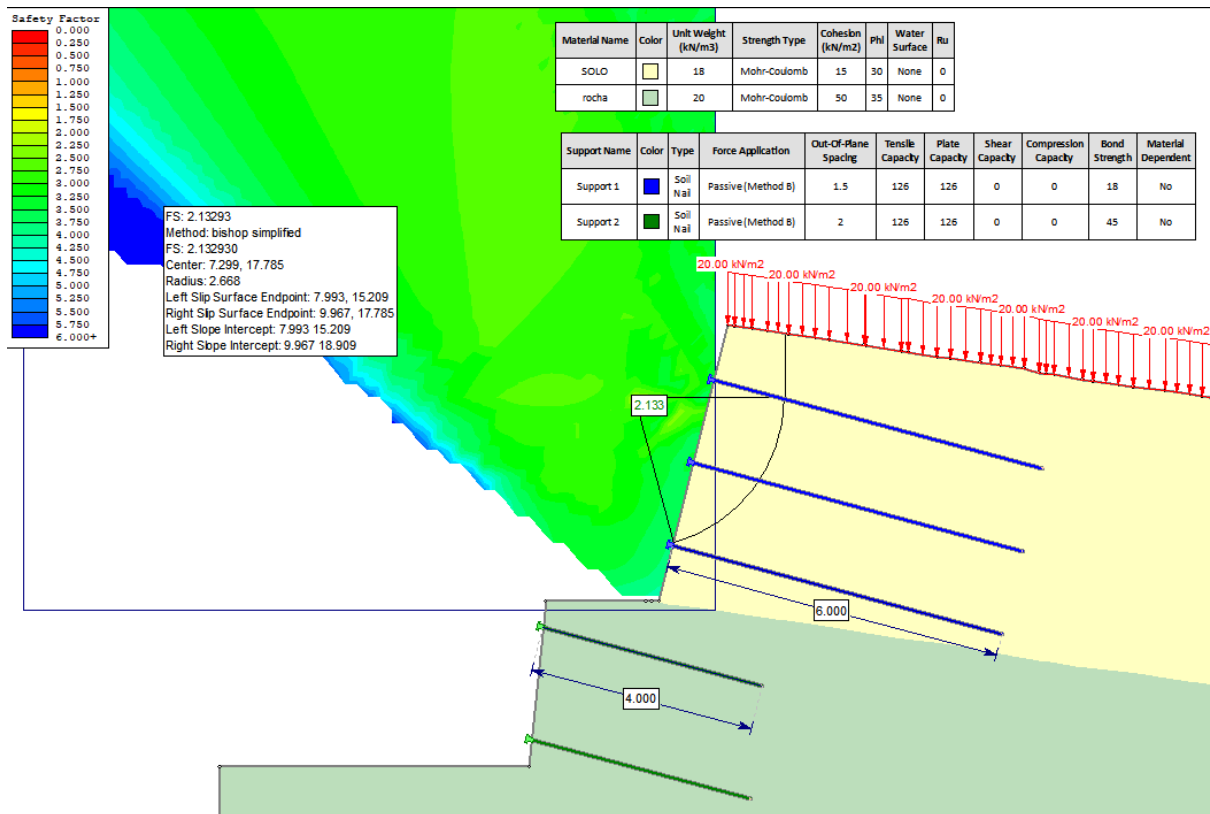


Figura 1 - Estabilidade para o talude da estaca S14+740 do lado direito

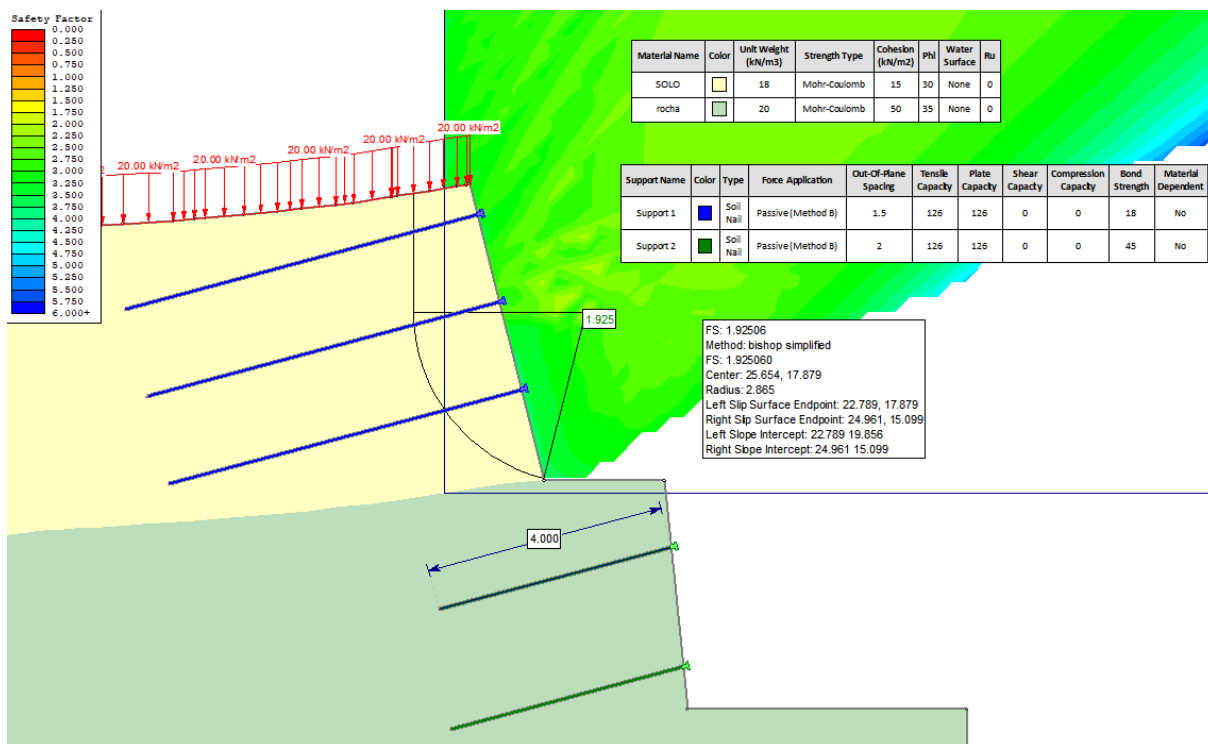


Figura 2 - Estabilidade para o talude da estaca S14+740 do lado esquerdo

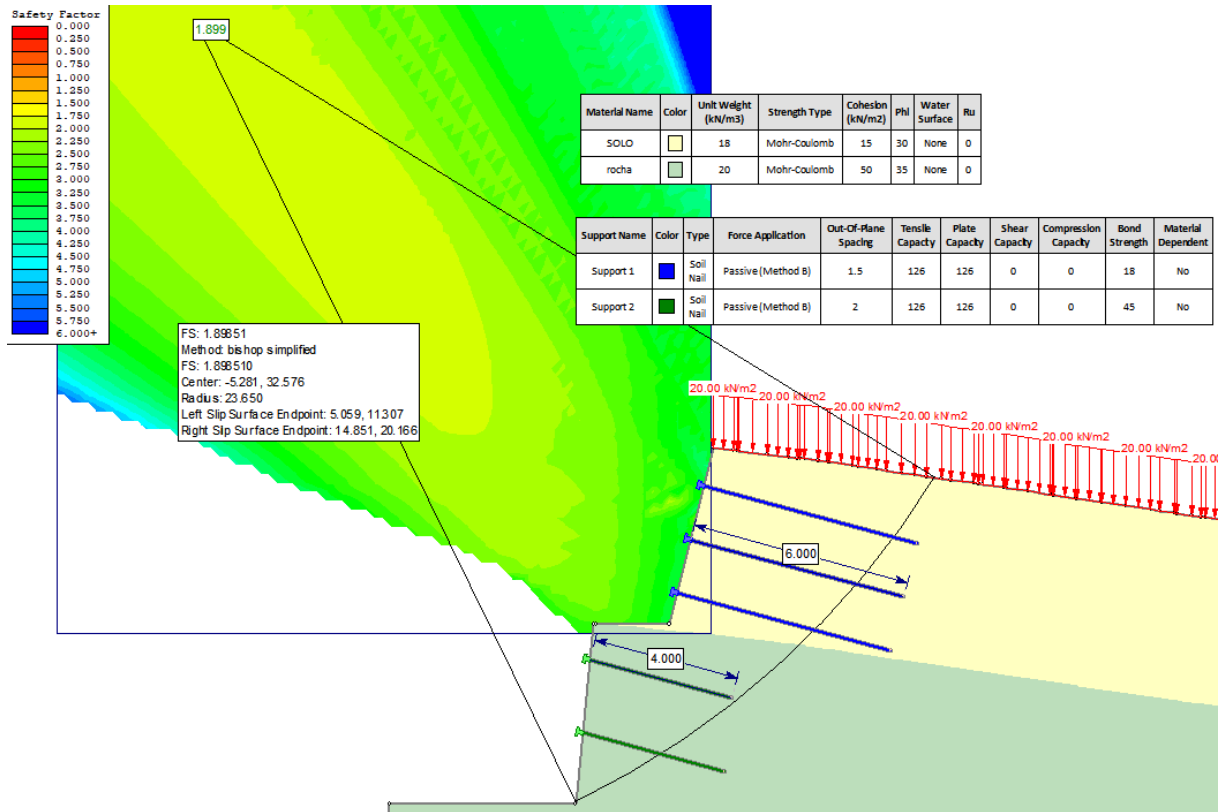


Figura 3 - Estabilidade para o talude da estaca S14+750 do lado direito

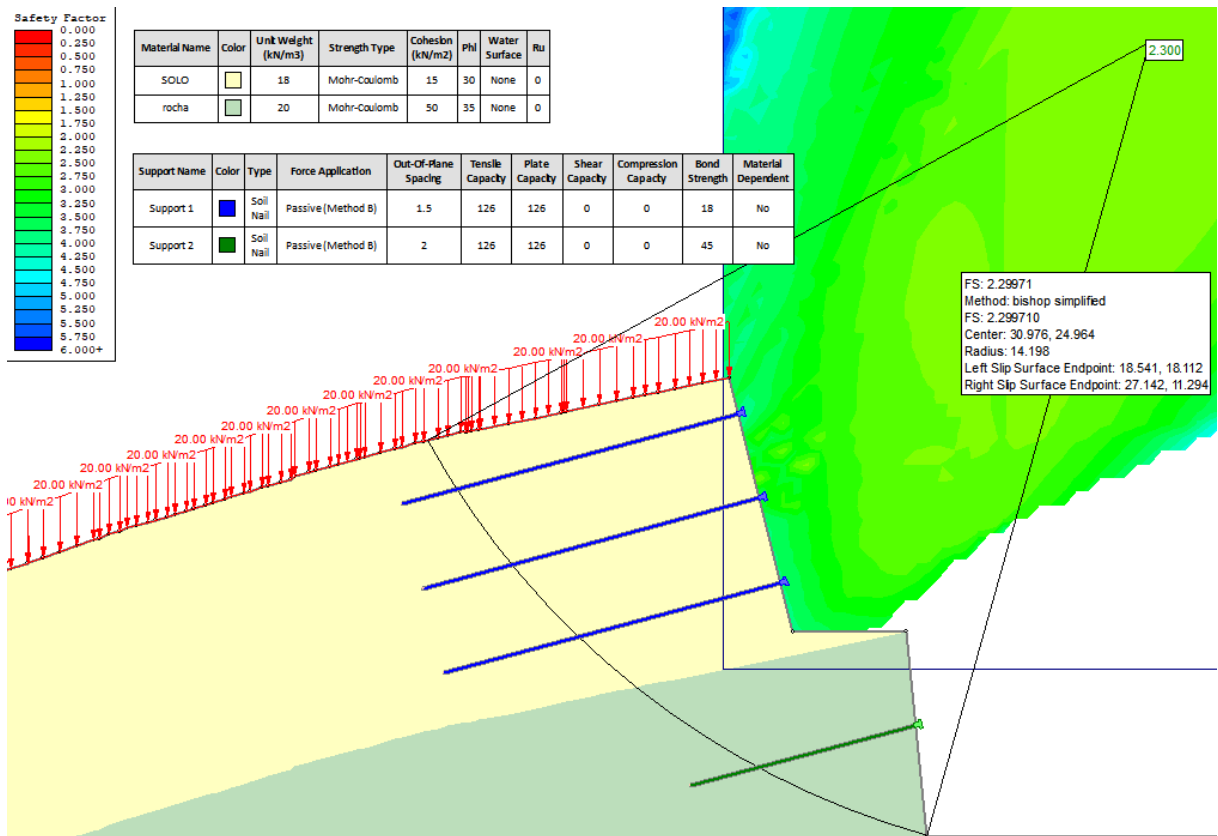


Figura 4 - Estabilidade para o talude da estaca S14+750 do lado esquerdo

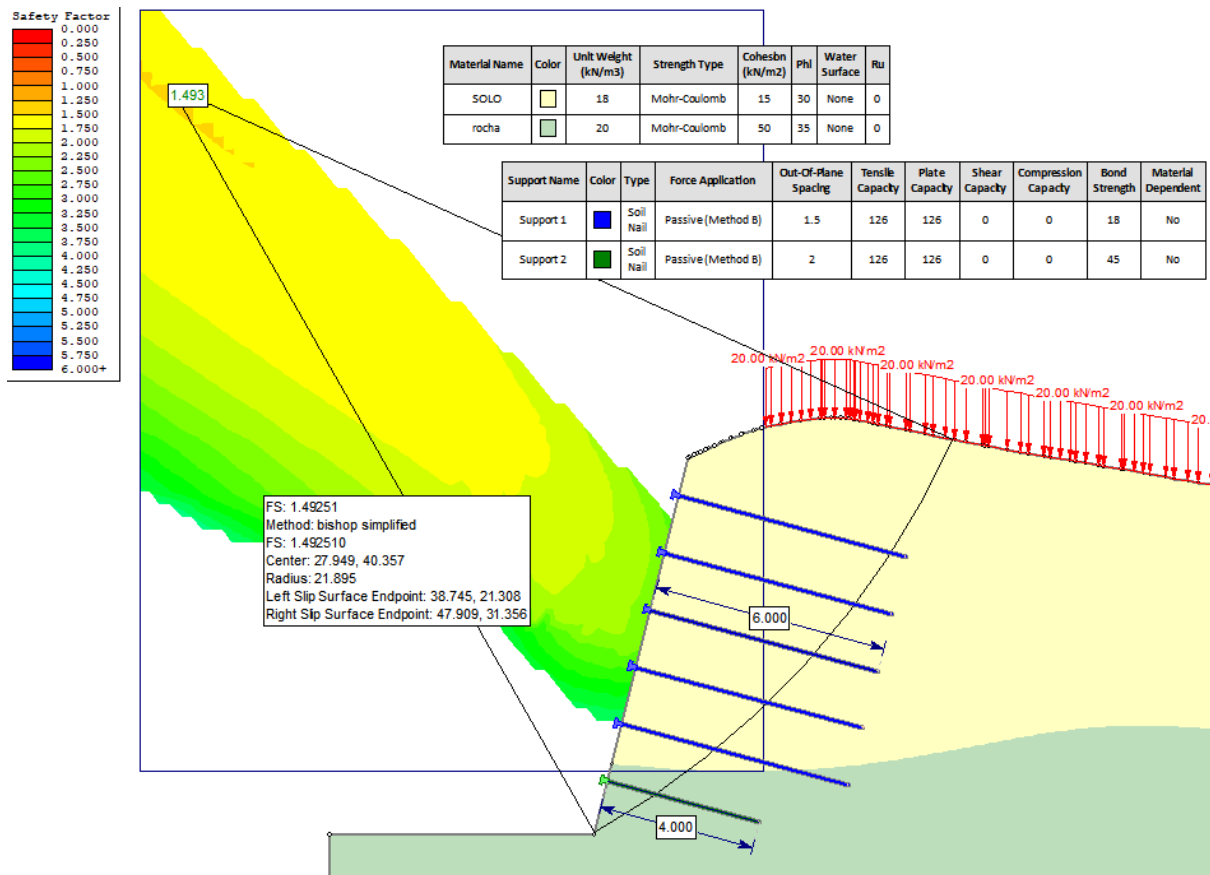


Figura 5 - Estabilidade para o talude da estaca S14+760 do lado direito

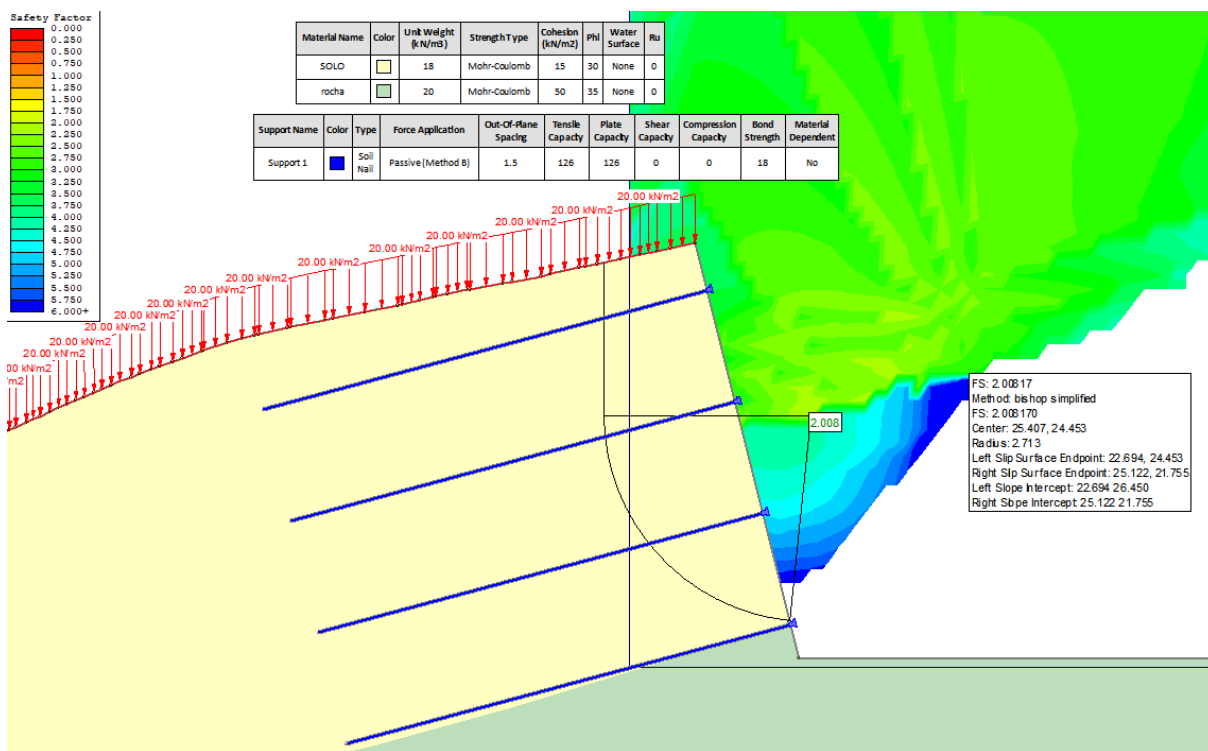


Figura 6 - Estabilidade para o talude da estaca S14+760 do lado esquerdo

Podemos observar que para o talude crítico, o coeficiente de segurança mínimo calculado ($FS = 1,49$) é aproximadamente igual ao exigido pela NBR11682:2009, conforme item 2.3.

IV. TENSÃO NA FUNDAÇÃO

1. CARREGAMENTOS CONSIDERADOS

Para o cálculo das tensões na sapata corrida, foram consideradas cargas verticais devido ao peso do veículo, multiplicadas por um coeficiente de impacto dinâmico, e cargas horizontais na direção longitudinal devido à frenagem e arranque e às forças centrífugas e cargas horizontais na direção transversal geradas pelo choque lateral.

1.1. Cargas verticais do trem-tipo

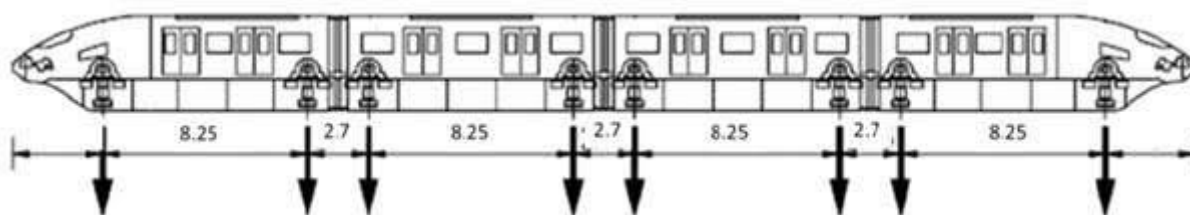


Figura 1 - Posição dos eixos para a carga vertical do trem

As cargas verticais são aplicadas nas posições definidas pela Figura 1, as condições de carregamento do veículo consideradas são dadas pela Tabela 6.

Carregamento	Carga por eixo (kN)	Altura do centro de gravidade em relação á face superior da viga-guia (m)
AW0 (trem vazio)	70	0,80
AW2 (capacidade nominal)	120	0,99
AW3 (capacidade máxima)	140	1,0

Tabela 6 - Cargas verticais do trem-tipo

1.2. Cargas horizontais de aceleração e frenagem (LF)

De acordo com a ACI 343.1R-12, artigo 4.3.1.5, para o dimensionamento deve admitir-se que a força de frenagem e de aceleração equivale a 15% da carga vertical do trem. As forças deverão ser aplicadas sobre as vigas-guia e outras estruturas de suporte como uma carga uniformemente distribuída por todas as rodas do trem.

Carregamento	Carga total (kN/viga)
AW0 (trem vazio)	84
AW2 (capacidade nominal)	144
AW3 (capacidade máxima)	168



Tabela 7 - Cargas horizontais de aceleração e frenagem

1.3. Cargas horizontais das forças centrífugas (CF)

A força centrífuga atua na direção radial ao nível do centro de gravidade do veículo. A magnitude da força centrífuga é determinada pela fórmula a seguir:

$$C = \frac{Q \cdot v^2}{g \cdot R}$$

Onde:

Q = Carga vertical

R = Raio de curvatura (m)

V = Velocidade (m/s)

g = Aceleração da gravidade (9,81 m/s²)

Raio em planta (m)	Velocidade máxima (km/h)	Superelevação (%)	Coefficiente $v^2/(g \cdot R)$
≥450	80	9%	0,112
400	75	9%	0,111
350	70	9%	0,110
300	65	9%	0,111
250	60	9%	0,113
200	55	9%	0,119
150	45	9%	0,106
100	40	9%	0,126

Tabela 8 – Coeficiente para definição da força centrífuga

1.4. Cargas horizontais devido ao choque lateral (HF)

A força de choque lateral (“Hunting force”) deve ser aplicada à estrutura na direção transversal e à altura do ponto médio das rodas do trem. A força de choque lateral corresponde a 25% da força vertical de um eixo para todo o carro, aplicada em ambos sentidos na face superior da viga-guia para este caso.

Carregamento	Carga (kN/carro)
AW0 (trem vazio)	17,5
AW2 (capacidade nominal)	30
AW3 (capacidade máxima)	35

Tabela 9 – Cargas horizontais devido ao choque lateral



Nos casos em que possam atuar de forma simultânea as ações centrífuga e de choque lateral só deverá ser considerada a força mais elevada, como o trecho analisado não se encontra em curva, será considerada apenas a carga devido ao choque lateral.

2. COEFICIENTE DE IMPACTO DINÂMICO

O coeficiente de impacto dinâmica deverá multiplicar apenas os carregamentos verticais devidas ao peso, os carregamentos horizontais não são amplificados por este.

O coeficiente de impacto dinâmico é determinado de acordo com o estabelecido em “Design Standard for Middle Weight Transportation System and monorail System”:

$$I=1+20/(50+L)$$

A equação anterior é válida para estruturas de concreto em que:

I é o coeficiente de impacto

L é o comprimento do vão, expresso em metros

Para este caso, como a sapata é contínua, será adotado L=0 e coeficiente de impacto dinâmico (I) igual a 1,4.

3. TENSÕES NA SAPATA

As cargas que são consideradas para a obtenção das tensões na base da sapata são dadas pela Tabela 10, a posição dos carregamentos horizontais é necessária para o cálculo dos momentos fletores que atuam na base da sapata, sendo os carregamentos normais já multiplicados pelo coeficiente de impacto.

Carregamento	Normal – Verticais (kN/eixo)	Horizontal – LF (kN/carro)	Horizontal – HF (kN/carro)
AW0	98	84	17,5
AW2	168	144	30
AW3	196	168	35

Tabela 10 – Condições de cargas consideradas

Carregamento	Horizontal – LF (kN/m)	Posição (m)	Horizontal – HF (kN/carro)	Posição (m)
AW0	2,0	3,955	17,5	3,955
AW2	3,5		30	
AW3	4,1		35	

Tabela 11 – Posição de aplicação das cargas



Código	Rev.
MC-M1.37.LI/C.ES6-001	0
Data	Folha
31/07/2019	17 de 18

Carregamento	Normal – Verticais (kN/eixo)	Momento Longitudinal – LF (kNm/carro)	Momento transversal – HF (kNm/carro)
AW0	98	8,1	69,2
AW2	168	13,9	118,65
AW3	196	16,2	138,43

Tabela 12 – Esforços na base da sapata

Com o calculado na Tabela 12 é possível verificar as tensões na base da sapata, calculando as excentricidades associadas e considerando o carregamento aplicado em 1 metro da sapata, chega-se no valor a seguir:

Carregamento	e_x – Longitudinal (m)	e_y – Transversal (m)	$\sigma_{Máxima}$ (kPa)
AW0	0,083	0,706	105
AW2			180
AW3			210

Tabela 13 – Tensões máximas na base da sapata

4. TENSÕES ADMISSÍVEIS NA BASE DA SAPATA

Como considerada, a sapata está assente no maciço rochoso de um folhelho de cor cinza, a tensão máxima será adotada segundo os valores da NBR6122/1996 é igual a 1,5 MPa para Rochas laminadas, com pequenas fissuras, estratificadas, apesar desta versão da norma não estar mais em vigor, será considerado este valor.

Observa-se que as tensões calculadas na base da sapata são muito inferiores a este valor admissível, sendo que a máxima tensão é da ordem de 0,21 MPa, valor mais do que 7 vezes superior a tensão máxima.



V. CONCLUSÕES

A Tabela 14 resume os fatores de segurança associados a cada seção crítica com os tratamentos utilizados.

Local da seção	Tratamento do Talude superior	Tratamento do Talude inferior	FS
14+740.00 Lado direito	Talude 4V:1H Chumbadores L=6,0m malha 1,5mx1,5m	Talude 10V:1H Chumbadores L=4,0m malha 1,5mx2,0m	2,13
14+740.00 Lado esquerdo			1,93
14+750.00 Lado direito			1,90
14+750.00 Lado esquerdo			2,30
14+760.00 Lado direito			1,49
14+760.00 Lado esquerdo			2,01

Tabela 14 - Tabela resumida dos coeficientes de segurança

Em função dos resultados apresentados na tabela acima, verifica-se que os tratamentos aplicados foram eficazes para garantir a estabilidade do talude. Notar que no caso da seção 14+760.00, o FS determinado é 1,49 ($<1,5$), no entanto deve-se considerar que esta contenção frontal está sujeita ao efeito tridimensional, que não é considerado nesta forma de cálculo.

As tensões na base da sapata para o trecho em questão são adequadas à capacidade de suporte da rocha.