DIACLASE
Consultores de Engenharia, Geologia e Ambiente Lda.

SECRETARIA REGIONAL DE EQUIPAMENTOS E INFRAESTRUTURAS

DIREÇÃO REGIONAL DE ESTRADAS

REPOSIÇÃO DAS CONDIÇÕES MÍNIMAS DE SEGURANÇA E OPERACIONALIDADE NA ER211 NA SEQUÊNCIA DO TEMPORAL DE 25 DE DEZEMBRO DE 2020



GRUPO 2

PROJECTO DE EXECUÇÃO

VOLUME 1 - Memória Descritiva e Justificativa

Peças Desenhadas

JUNHO, 2021

SECRETARIA REGIONAL DE EQUIPAMENTOS E INFRAESTRUTURAS
DIREÇÃO REGIONAL DE ESTRADAS

REPOSIÇÃO DAS CONDIÇÕES MÍNIMAS DE SEGURANÇA E OPERACIONALIDADE NA ER211 NA SEQUÊNCIA DO TEMPORAL DE 25 DE DEZEMBRO DE 2020

APRESENTAÇÃO

A Diaclase, Consultores de Engenharia, Geologia e Ambiente, Lda. apresenta o Volume 1 (Memória Descritiva e Justificativa e Peças Desenhadas) relativo à "Reposição das Condições Mínimas de Segurança e Operacionalidade na ER211 na Sequência do Temporal de 25 de Dezembro de 2020. Grupo 2. Projecto de Execução", elaborado para a Secretaria Regional de Equipamentos e Infraestruturas - Direção Regional de Estradas.

Lisboa, 4 de Junho de 2021

António Carlos Ambrósio
(Engenheiro Civil)

ÌNDICE DE VOLUMES

VOLUME 1 - Memória Descritiva e Justificativa. Peças Desenhadas

VOLUME 2 - Especificações Técnicas

VOLUME 3 - Plano de Segurança e Saúde e Compilação Técnica

- **Tomo 3.1** - Plano de Segurança e Saúde
- **Tomo 3.2** - Compilação Técnica

VOLUME 4 - Plano de Prevenção e Gestão de Resíduos de Construção e Demolição

VOLUME 5 - Lista de Quantidades de Trabalho. Mapa de Medições Detalhado

VOLUME 6 - Orçamento

ÌNDICE

MEMÓRIA DESCRITIVA E JUSTIFICATIVA

1 - INTRODUÇÃO 1

2 - ELEMENTOS DE BASE 3

3 - SERVIÇOS AFECTADOS 4

4 - CONDIÇÕES GEOLÓGICO-GEOTÉCNICAS 6

4.1 - CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICA, ESTRUTURAL E HIDROGEOLÓGICA 6

4.2 - SISMICIDADE E ACÇÕES SÍSMICAS 7

4.3 - TRABALHOS DE PROSPECÇÃO 9

4.3.1 - Considerações gerais 9

4.3.2 - Sondagens e ensaios SPT 10

4.3.3 - Ensaios laboratoriais 12

4.4 - CONDIÇÕES DE ESCAVABILIDADE 13

4.5 - LOCAIS DE DEPÓSITO DE MATERIAIS SOBRANTES 14

5 - DIAGNÓSTICO E CONCEPÇÃO DE SOLUÇÕES 15

5.1 - SÍTIO DOS LAMEIROS 1 15

5.2 - SÍTIO DOS LAMEIROS 2 16

5.3 - ENTRONCAMENTO DAS LOMBADAS 17

5.4 - CONDICIONAMENTOS DO PROJECTO 18

6 - ESTRUTURAS DE SUPORTE 19

6.1 - DESCRIÇÃO DAS SOLUÇÕES 19

6.1.1 - Características geométricas 19

6.1.2 - Obras de escavação e contenção provisória 19

6.1.3 - Condições de fundação 20

6.1.4 - Juntas de dilatação 21

6.1.5 - Sistema de drenagem 21

6.1.6 - Características dos aterros a executar 22

6.2 - DIMENSIONAMENTO 22
6.2.1 - Acções 22
6.2.2 - Parâmetros geotécnicos de cálculo 23
6.2.3 - Estabilidade global dos muros 23
6.2.4 - Dimensionamento estrutural 25
6.2.5 - Dimensionamento das microestacas 26

7 - TALUDES DE ESCAVAÇÃO 28
7.1 - DESCRIÇÃO DAS SOLUÇÕES 28
7.1.1 - Características geométricas 28
7.1.2 - Características estruturais 29
7.1.3 - Sistema de drenagem 30
7.1.4 - Faseamento executivo 30
7.1.5 - Integração paisagística 31
7.2 - DIMENSIONAMENTO 31

8 - MUROS DE PEDRA EXISTENTES A REFORÇAR 34

9 - ESPECIFICAÇÃO DOS BETÕES 36

10 - TRAÇADO E PAVIMENTAÇÃO 38

11 - SINALIZAÇÃO E EQUIPAMENTO DE SEGURANÇA 40
11.1 - CONSIDERAÇÕES GERAIS 40
11.2 - SINALIZAÇÃO HORIZONTAL 40
11.3 - SINALIZAÇÃO VERTICAL 42
11.4 - SINALIZAÇÃO DE CARÁCTER TEMPORÁRIO 42
11.5 - EQUIPAMENTO DE RETENÇÃO DE VEÍCULOS 43

12 - SISTEMA DE OBSERVAÇÃO 48
12.1 - CONSIDERAÇÕES GERAIS 48
12.2 - DISPOSITIVOS A INSTALAR 48
12.3 - INSPECÇÕES VISUAIS 50
12.4 - FREQUÊNCIAS DE OBSERVAÇÃO 50
12.5 - AVALIAÇÃO DA SEGURANÇA DA OBRA 51

ANEXOS

1 - Análises de estabilidade dos muros de suporte
2 - Dimensionamento estrutural dos muros de suporte
3 - Análises de estabilidade dos taludes
4 - Cálculos da directriz e da rasante

DESENHOS

1 - Localização geral das intervenções
2 - Entroncamento das Lombadas - Planta. Alçado. Cortes transversais (2 folhas)
3 - Sítio dos Lameiros 1 - Planta. Alçado. Cortes transversais
4 - Sítio dos Lameiros 2 - Planta. Alçado. Cortes transversais
5 - Muros de Suporte - Definição. Betão armado. Pormenores (2 folhas)
6 - Revestimentos pregados. Definição. Pormenores
7 - Traçado. Pavimentação. Sinalização. Equipamentos de segurança. Pormenores (3 folhas)

1 - INTRODUÇÃO

O temporal que se abateu sobre a Ilha da Madeira em 25 de Dezembro de 2020 teve consequências particularmente severas na zona de Ponta Delgada, na costa Norte, tendo danificado a estrada ER211 em diversos locais.

Os danos provocados pelo temporal nesta zona tiveram como principal causa a ocorrência de uma enxurrada de água e material sólido arrastado pela encosta que se ergue junto a Ponta Delgada, cujo cume se localiza cerca da cota 850 m. O material sólido terá incluído blocos rochosos, terras e troncos de árvore, o que, associado ao enorme desnível em causa, gerador de uma elevada energia cinética, justifica o cenário de destruição registado neste local.

O presente Projecto de Execução diz respeito à reposição das condições de segurança e operacionalidade em três desses locais, englobados no entretanto designado Grupo 2 - Sítio dos Lameiros 1, Sítio dos Lameiros 2 e Entroncamento das Lombadas.

As áreas de intervenção encontram-se localizadas aproximadamente entre as cotas 150 m e 200 m, no topo de uma massa de depósitos de vertente muito significativa que se estende desde a cota 200 m até ao nível do mar. No âmbito do presente projecto não se encontra incluída a avaliação nem o reforço das condições de segurança da referida massa de depósitos nas zonas externas às três áreas de intervenção identificadas.

Em face do exposto, está-se perante três áreas de intervenção, para as quais foram definidas soluções com base na construção de novos muros de suporte e estabilização de taludes, mantendo a estrada ER211 com as mesmas características que tinha anteriormente ao temporal, quer em termos geotécnicos e estruturais, quer em termos hidráulicos.

No âmbito do presente projecto inclui-se também a intervenção sobre a estrada ER211 em termos rodoviários, integrando a reposição do traçado rodoviário, a pavimentação e a redefinição da sinalização e dos equipamentos de segurança considerados necessários.

Importa ainda referir que toda a área em que se insere Ponta Delgada está a ser estudada do ponto de vista hidrológico e hidráulico no âmbito de um trabalho autónomo e independente do presente projecto, tendo em vista a posterior definição de obras que permitam dar resposta a fenómenos similares ao do temporal de 25 de Dezembro que eventualmente possam vir a ocorrer no futuro.

As soluções que se encontram definidas no presente projecto permitirão a realização das obras mantendo sempre condições mínimas de circulação na estrada ER211, apesar desta ficar condicionada a apenas uma faixa de rodagem durante a execução da obra.

De acordo com a avaliação efectuada relativamente aos trabalhos a realizar, e tendo presente o carácter de urgência associado às três áreas de intervenção, estima-se que a presente Empreitada possa ser executada na sua totalidade num prazo de seis meses.

2 - ELEMENTOS DE BASE

Os principais elementos de base utilizados no projecto foram os seguintes:

[1] Cartas topográficas da Ilha da Madeira, à escala 1/5.000, fornecidas pelo IGA;

[2] Levantamento topográfico das áreas de intervenção, efectuado por método clássico, à escala 1/200 (Topomadeira, 2021);

[3] Carta Militar n.º 2, à escala 1/25.000 (Instituto Geográfico do Exército);

[4] Extracto da Carta Geológica da Madeira - Folha A, à escala 1/50.000 (Serviços Geológicos de Portugal, 1975);

[5] Relatórios de Prospecção Geológico-Geotécnica contendo os resultados dos trabalhos de prospecção realizados para cada uma das áreas de intervenção (Diaclase, 2021);

[6] Informação fornecida pela Empresa de Electricidade da Madeira, S.A. (EEM) quanto aos serviços existentes no local de intervenção sob a responsabilidade desta entidade;

[7] Informação fornecida pela empresa Águas e Resíduos da Madeira, S.A. (ARM) quanto aos serviços existentes no local de intervenção sob a responsabilidade desta entidade;

[8] Informação fornecida pela empresa MEO quanto aos serviços existentes no local de intervenção sob a responsabilidade desta entidade;

[9] Informação fornecida pela empresa NOS Madeira (NOS) quanto aos serviços existentes no local de intervenção sob a responsabilidade desta entidade.

3 - SERVIÇOS AFECTADOS

Tendo como objectivo a inventariação dos serviços afectados nas áreas de intervenção, a Direção Regional da Estradas (DRE) contactou todas as entidades relevantes para esse efeito, designadamente a Empresa de Electricidade da Madeira (EEM), a Águas e Resíduos da Madeira (ARM), a MEO e a NOS Madeira.

Desses contactos resultaram as seguintes informações, que deverão ser devidamente tidas em conta pelo Empreiteiro previamente à execução da obra:

- De acordo com as informações fornecidas pela EEM, tem-se que:
  - No Entroncamento das Lombadas estão identificados 2 braços de iluminação pública que terão sido destruídos pelo temporal, não existindo actualmente;
  - No Sítio dos Lameiros 2 não estão identificados serviços passíveis de ser afectados pelas obras a realizar;
  - No Sítio dos Lameiros 1 está identificado 1 braço de iluminação pública que terá sido destruído pelo temporal, não existindo actualmente;
- De acordo com as informações fornecidas pela ARM, tem-se que:
  - Em nenhuma das áreas de intervenção existem caixas ou nós de rede;
  - No Entroncamento das Lombadas existe um colector de betão ϕ500, aparentemente ligado à levada existente fora da zona de intervenção, encontrando-se este colector partido na zona em que anteriormente atravessava o muro de suporte que foi destruído pelo temporal - este colector será reposto no âmbito da presente empreitada, atravessando o novo muro que será construído no local, e ficando preparado para que, posteriormente, a ARM possa tratar da sua futura ligação à rede a jusante (que também se encontra actualmente destruída, mas cuja reconstrução não se encontra no âmbito do presente trabalho);
- De acordo com as informações fornecidas pela MEO, tem-se que:
  - Apenas no Entroncamento das Lombadas existe um poste que se encontra na área de intervenção, e que terá de ser reposto no âmbito da presente empreitada.

- De acordo com as informações fornecidas pela NOS, tem-se que:
    - No Entroncamento das Lombadas estão identificados 2 postes que terão sido destruídos pelo temporal, não existindo actualmente;
    - No Sítio dos Lameiros 1 e no Sítio dos Lameiros 2 não estão identificados quaisquer serviços.

Em face do exposto, dos serviços actualmente existentes nas áreas de intervenção, e que foram identificados pelas entidades contactadas, será necessário repor no final da empreitada um poste que está identificado como pertencendo à MEO, e um colector de betão ϕ500 que terá de ser substituído e integrado no novo muro de suporte a construir - ambos os serviços afectados referidos se encontram no Entroncamento das Lombadas, sendo visíveis na fotografia que consta no Desenho 1 (a água que está a ser descarregada sob o pavimento na zona destruída vem do referido colector, e o poste da MEO situa-se imediatamente por cima do colector).

Acresce ainda que, no Sítio dos Lameiros 1, existe um poste que terá de ser reposto, na extremidade nascente do muro. Não tendo sido possível determinar qual a entidade a que este pertence, o Empreiteiro deverá efectuar as diligências necessárias nesse sentido.

Relativamente aos serviços que terão sido destruídos pelo temporal, e que actualmente já não existem nos locais indicados pela EEM e pela NOS, o Empreiteiro deverá contactar estas entidades no sentido de determinar se será necessário proceder à sua substituição, ou se entretanto tal já não será necessário pelo facto destas entidades terem já tomado a iniciativa de tratar da sua reposição.

Complementarmente ao exposto, importa referir que, para todos e quaisquer trabalhos de desvio e/ou protecção eventualmente não identificados nesta fase, de carácter provisório ou definitivo, o Empreiteiro deverá efectuar os necessários contactos prévios com as entidades responsáveis pelos serviços afectados, bem como definir e implementar todas as actividades necessárias, após a realização das quais deverá ainda assegurar e executar todos os trabalhos necessários à reposição das condições encontradas nos locais antes das intervenções em causa.

4 - CONDIÇÕES GEOLÓGICO-GEOTÉCNICAS

4.1 - CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICA, ESTRUTURAL E HIDROGEOLÓGICA

A área em que se inserem as intervenções a realizar, na zona de Ponta Delgada, encontra-se no topo de uma importante massa de depósitos, sobrejacente ao maciço vulcânico antigo, tal como pode ver-se na Figura 4.1.



Figura 4.1 - Extracto da Carta Geológica da Madeira [4]

Sob o ponto de vista geológico e estratigráfico, e de acordo com a referida carta geológica, as unidades ocorrentes na área em estudo são as seguintes:

- Depósitos de vertente e de "Fajãs" (A'), que se verificou no local serem constituídos essencialmente por depósitos de vertente;
- Complexo vulcânico mio-pliocénico (β^1), constituído por:
    - Basaltos;
    - Brechas compactas (BrC) e brechas desagregáveis (BrD);
    - Tufos compactos (T) e tufos desagregados (TD).

É de referir que a carta geológica mais recente da Ilha da Madeira caracteriza estes depósitos como sendo depósitos de vertente e coluviões (dv) e também depósitos de movimentos de massa (dm), do tipo avalanche de detritos associados a deslizamentos e desabamentos, incluindo brechas sedimentares, conglomerados e mega-blocos de rocha fracturada.

A carta geológica mais recente caracteriza também o maciço vulcânico de forma diferente, designando-o como CVM2β (Unidade da Penha da Águia), constituído por derrames lávicos subaéreos de composição máfica (basanitos e basaltos), com intercalações ocasionais de tufos basálticos (escoras, lapilli e cinzas) e produtos de actividade freato-magmática.

No presente projecto adoptaram-se as designações da carta geológica mais antiga, sendo os depósitos referidos como depósitos de vertente (DV) e o maciço vulcânico como β^1.

Em termos hidrogeológicos, a zona em causa é caracterizada por uma produtividade reduzida em termos de aquíferos, com uma permeabilidade associada que, em geral, é também reduzida.

4.2 - SISMICIDADE E ACÇÕES SÍSMICAS

A Madeira situa-se na placa Africana mas relativamente afastada da zona de contacto entre esta placa e a Eurasiática, o que faz com que a actividade sísmica seja diminuta.

Para a determinação das acelerações sísmicas ao nível do substrato através do RSAEEP ou do Eurocódigo 8, os dados a considerar para os terrenos ocorrentes no presente caso (Ilha da Madeira), são os seguintes:

- *RSAEEP*: Zona sísmica: D, Terreno tipo II
- *Eurocódigo 8*: Zona AS1 = 1.6, Terreno tipo C

Na Figura 4.2 apresenta-se o espectro de resposta obtido para a superfície do terreno de acordo com as densidades espectrais de potência definidas no RSAEEP para a acção

sísmica 2 (epicentros no mar), sendo relativo à zona sísmica A. A este espectro está associado um período de retorno de 1.000 anos, com uma probabilidade de excedência de 5% para um período de vida da obra de 50 anos. Para efeitos de dimensionamento estes valores são ainda afectados por um coeficiente de majoração de 1,50 e um coeficiente de sismicidade de 0,30 (zona sísmica D).

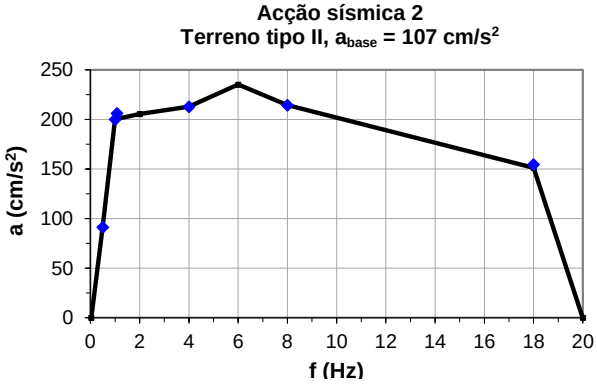


Figura 4.2 - Espectros de resposta de acordo com o RSAEEP

De acordo com o Eurocódigo 8, atribuindo às obras que se encontram no âmbito do presente trabalho um nível de importância III, e considerando o terreno como sendo do tipo C (N_{STP} entre 15 e 50), os espectros de resposta (acelerações à superfície do terreno) resultantes para as acções sísmicas tipo 1 são os que se apresentam na Figura 4.3.

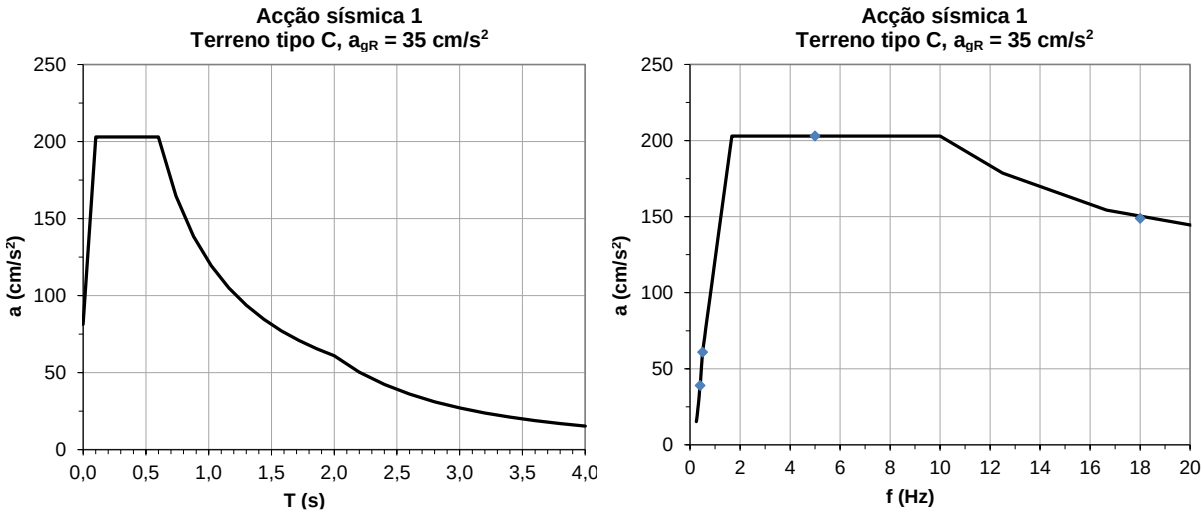


Figura 4.3 - Espectros de resposta relativos à acção sísmica 1 (EC8)

Aos espectros do Eurocódigo 8 está associado um período de retorno de 475 anos para as obras com nível de importância II (γ_I = 1,00), ao qual corresponde uma probabilidade de excedência associada de 5% para um período de vida da obra de 25 anos. Estes espectros não são sujeitos a qualquer majoração para efeitos de dimensionamento.

No Quadro 4.1 apresentam-se os resultados principais relativos às acções sísmicas definidas de acordo com o Eurocódigo 8, no presente caso com um período de retorno da ordem de 1.150 anos, tendo em conta que se trata de uma acção sísmica tipo 1.

Quadro 4.1 - Definição das acções sísmicas de acordo com o Eurocódigo 8

Acção sísmica	Zona	γ_I (-)	a_{gR} (cm/s^2)	a_g (cm/s^2)	$S_{a,máx}$ (cm/s^2)	$S_{a,T=0}$ (cm/s^2)	ξ (-)	S (-)	η (-)
1 (mar)	1.6	1,45	35,00	50,75	203,0	81,2	0,05	1,60	1,00

4.3 - TRABALHOS DE PROSPECÇÃO

4.3.1 - Considerações gerais

A campanha de prospecção realizada, cujos resultados se apresentam detalhadamente nos relatórios técnicos que foram elaborados de forma individualizada para cada área de intervenção [5], incluiu a execução de:

- Sete sondagens vertical à rotação (S1 a S7), com ensaios de penetração dinâmica SPT, determinação da percentagem de recuperação e de RQD, e determinação dos níveis de água;
- Ensaios laboratoriais sobre amostras de solo recolhidas no interior das sondagens, correspondentes à matriz dos depósitos de vertente, e consistindo em:
    - Granulometrias por peneiração (LNEC E 239:1970);
    - Limites de Atterberg - liquidez e plasticidade (NP 143:1969).

Inicialmente havia sido prevista a determinação de pesos volúmicos, mas tal não foi possível por não se ter conseguido recolher amostras de solo "intactas" com volume determinado.

No Quadro 4.2 indicam-se de forma resumida os trabalhos de prospecção realizados.

Quadro 4.2 - Trabalhos de campo

Área de intervenção	Sondag.	Comp. (m)	SPT (-)	Amostras de solo
Entroncamento das Lombadas	S1	18,0	4	2
	S2	18,0	-	-
	S3	20,0	-	-
Sítio dos Lameiros 2	S4	18,0	4	-
	S5	18,0	12	2
Sítio dos Lameiros 1	S6	20,0	-	-
	S7	20,0	9	2

Quadro 4.3 - Ensaios laboratoriais

Sond.	Gran.	LL	LP
S1	2	1	1
S5	2	-	-
S7	2	-	-

Em seguida apresenta-se a sistematização e a interpretação dos principais resultados dos trabalhos de prospecção realizados, sendo de referir que os diagramas detalhados das sondagens (com as respectivas fotografias) e os boletins dos ensaios laboratoriais constam nos relatórios técnicos anteriormente referidos [5].

4.3.2 - Sondagens e ensaios SPT

As sondagens foram realizadas à rotação, com a localização que se apresenta nas peças desenhadas, com diâmetros de furação de ϕ86 mm e ϕ101 mm, e utilizando água como fluido de furação. Recorreu-se à utilização de tubos de revestimento de ϕ98 mm e ϕ113 mm,

tendo as sondagens sido realizadas com recuperação contínua de amostras, através da utilização de amostradores de parede dupla.

Os ensaios de penetração dinâmica SPT foram realizados no interior das sondagens recorrendo a um amostrador normalizado tipo Terzaghi, com afastamento de 1,5 m em geral entre ensaios consecutivos. Foi utilizado um pilão de disparo automático ($ER_r = 60$) com 63,5 kg, e com uma altura de queda de 76 cm, sendo o número de pancadas do ensaio (N_{SPT}) associado a uma penetração normalizada de 30 cm.

Ao longo da amostragem recolhida nas sondagens foi determinada a percentagem de recuperação e de RQD, apresentando-se no Quadro 4.4 os principais resultados obtidos.

Quadro 4.4 - Resultados principais das sondagens

Sond.	**Prof.** (m)	**Estratigrafia**	**SPT**	**Recup.** (%)	**RQD** (%)	**Tipo de terreno**
S1	0,0 - 1,0 1,0 - 7,0 7,0 - 12,25 12,25 - 13,6 13,6 - 18,1	Aterro ER211 Holocénico Mio-Pliocénico Mio-Pliocénico Mio-Pliocénico	- 4x60 - - -	0 25 - 80 80 - 100 100 100	0 0 0 - 70 50 50 - 65	At DV BrC / BrD Basalto BrC
S2	0,0 - 1,2 1,2 - 18,0	Aterro ER211 Mio-Pliocénico	- -	25 100	0 0 - 55	At BrC / BrD
S3	0,0 - 10,0 10,0 - 14,15 14,15 - 16,4 16,4 - 19,0 19,0 - 20,0	Holocénico Mio-Pliocénico Mio-Pliocénico Mio-Pliocénico Mio-Pliocénico	- - - - -	35 - 70 30 - 35 60 - 85 40 - 85 50 - 85	0 0 0 - 30 0 - 10 0	DV BrD BrC / BrD T / TD Basalto
S4	0,0 - 0,9 0,9 - 1,5 1,5 - 3,0 3,0 - 14,3 14,3 - 18,0	Aterro ER211 Holocénico Mio-Pliocénico Mio-Pliocénico Mio-Pliocénico	- - 2x60 - 2x60	50 50 50 20 - 85 25 - 85	0 0 0 0 - 15 0	At DV BrD Basalto BrD
S5	0,0 - 1,0 1,0 - 18,0	Aterro ER211 Holocénico	- 12x60	50 15 - 65	0 0 - 35	At DV
S6	0,0 - 11,25 11,25 - 20,0	Mio-Pliocénico Mio-Pliocénico	- -	35 - 100 25 - 100	0 - 50 0 - 35	Basalto BrD
S7	0,0 - 1,5 1,5 - 11,0 11,0 - 20,0	Aterro ER211 Holocénico Mio-Pliocénico	- 4x60 5x60	20 20 - 40 20 - 40	0 0 0	At DV BrD

As principais conclusões que podem retirar-se dos resultados obtidos com a realização das sondagens são as seguintes:

- Em diversas sondagens foi possível intersectar o maciço vulcânico, quer logo à superfície em determinadas zonas, quer em profundidade noutras, com uma variabilidade dentro do que seria expectável para as zonas em causa;
- Os depósitos de vertente incorporam blocos de rocha com dimensões apreciáveis e em número significativo, o que explica o facto dos ensaios SPT terem fornecido sempre valores de 60 pancadas;
- E geral, os depósitos de vertente apresentam uma matriz silto-areno-argilosa;
- O maciço brechóide apresenta características mecânicas por vezes similares às dos depósitos de vertente, nomeadamente nas zonas de brechas desagregáveis;
- O terreno encontra-se em geral seco, não tendo sido encontrado qualquer nível freático nas sondagens realizadas.

4.3.3 - Ensaios laboratoriais

No Quadro 4.5 apresentam-se os resultados dos ensaios laboratoriais realizados sobre as amostras recolhidas nas sondagens, de forma a tentar caracterizar a matriz dos depósitos de vertente.

Conforme se constata dos resultados das análises granulométricas, a matriz dos depósitos de vertente apresenta percentagens de finos relativamente reduzidas, com um valor máximo de 15,5% e um valor mínimo de 2,6%.

A única amostra relativamente à qual o laboratório conseguiu fornecer os valores dos limites de *Atterberg* tem uma classificação de SC segundo a Classificação Unificada, sendo de referir que se trata da amostra com maior percentagem de finos.

Apesar das diligências efectuadas no sentido de recolher amostras dos depósitos de vertente que permitissem determinar o seu peso volúmico (com volume bem definido), tal

como havia sido estabelecido no Programa de Prospecção, esta tarefa não foi conseguida devido à abundância e à dimensão dos blocos rochosos ocorrentes.

Quadro 4.5 - Resultados dos ensaios laboratoriais relativos aos depósitos de vertente

Designação	S1		S5		S7	
- Prof. Am. (m)	2,00	4,00	3,00	6,00	2,00	5,00
- Unid. geológica	*DV*	DV	*DV*	*DV*	DV	DV
- Granulometria						
%< #200	5,9	15,5	2,6	6,6	10,7	7,7
%< #40(0,42mm)	13,9	27,7	7,8	16,1	17,5	15,7
%< #10 (2mm)	48,6	44,3	41,2	34,4	36,4	35,7
%< #4 (4,75mm)	69,7	53,4	63,2	49,1	49,7	52,3
%< 3/4" (19,05mm)	96,7	86,5	94,1	82,9	83,2	88,6
%< #75 mm	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0
% Casc. (ASTM)	30,3	41,6	36,9	50,9	50,3	47,8
% Areia (ASTM)	63,8	42,9	60,6	42,5	38,9	44,6
D_{10} (mm)	0,27	-	0,48	0,15	-	0,14
D_{30} (mm)	0,94	0,53	1,28	1,47	1,30	1,37
D_{60} (mm)	3,20	5,18	4,20	7,23	8,43	6,79
D_{100} (mm)	25,40	38,10	38,10	38,10	38,10	38,10
Coef. unif. - Cu	11,79	-	8,80	51,43	-	47,15
Coef. curvat. - Cc	1,01	-	0,81	1,85	-	1,92
- Lim. Atterberg						
LL; LP (%)	-	42; 25	-	-	-	-
IP (%)	-	17	-	-	-	-
- Classificação						
Unific. (ASTM)	-	SC	-	-	-	-
Rodov. (AASHO)	-	A-2-7(0)	-	-	-	-
LCPC / SETRA	-	B_6	-	-	-	-

4.4 - CONDIÇÕES DE ESCAVABILIDADE

No que respeita à escavabilidade das unidades geológicas ocorrentes nas três áreas de intervenção, em todos os casos poderá recorrer-se a meios mecânicos, não sendo necessária nem desejável a utilização de explosivos.

Com efeito, a utilização de explosivos considera-se desajustada no presente caso, na medida em que conduziria a um agravamento das características geológico-geotécnicas do maciço, que se encontra actualmente algo fragilizado nas áreas de intervenção.

4.5 - LOCAIS DE DEPÓSITO DE MATERIAIS SOBRANTES

Tendo em vista a determinação dos locais que poderão vir a ser utilizados para depósito de materiais sobrantes no âmbito da presente empreitada, o Empreiteiro terá de pesquisar os locais que, encontrando-se o mais próximo possível das obras, se encontrem licenciados para esse fim na Região Autónoma da Madeira.

5 - DIAGNÓSTICO E CONCEPÇÃO DE SOLUÇÕES

5.1 - SÍTIO DOS LAMEIROS 1

A estrada ER211 foi destruída na zona designada por Sítio dos Lameiros 1 devido à passagem de um elevado caudal de água e de material sólido que terá sido arrastado durante o temporal de 25 de Dezembro, e que passou perpendicularmente à estrada.

Nesta zona o pavimento foi destruído num desenvolvimento de aproximadamente 30 m, tendo a faixa de rodagem descendente (no sentido de Ponta Delgada) sido afectada por uma superfície de erosão que foi escavada desde a plataforma da estrada até cerca de 16 m mais abaixo na encosta.

Em face do exposto, a solução definida para a reposição da estrada em condições de segurança adequadas consiste num muro de suporte em betão armado, com uma secção tipo semi-gravidade na zona mais alta e uma secção tipo "L" nas zonas de menor altura.

A secção tipo semi-gravidade será fundada em microestacas, tendo em conta as condições de fundação ocorrentes, bem como as características topográficas do local em que o muro se insere.

É ainda de referir que, para salvaguarda da integridade da estrutura na eventualidade de voltar a ocorrer um fenómeno semelhante ao que originou a presente situação, este muro não será dotado de um coroamento saliente em betão armado, por forma a permitir que um eventual futuro escoamento possa passar por cima do muro causando o mínimo de danos possível à estrutura. Com efeito, o coroamento do muro foi definido de modo a ficar nivelado com a plataforma da estrada.

Assim sendo, neste caso adoptar-se-á uma guarda metálica adequada, ao longo de todo o desenvolvimento do muro, tal como existia previamente neste local, sendo que a referida guarda ficará fundada no aterro que será executado no tardoz do muro, sem estar ligada ao coroamento em betão.

5.2 - SÍTIO DOS LAMEIROS 2

Na zona designada por Sítio dos Lameiros 2, que se encontra imediatamente a montante do Sítio dos Lameiros 1, a estrada ER211 foi galgada na perpendicular pela mesma massa de água e de material sólido que destruiu mais abaixo a estrada no Sítio dos Lameiros 1.

No Sítio dos Lameiros 2 ocorreu uma infraescavação significativa do pavimento da estrada, mas este não entrou em rotura, admitindo-se que tenha para o efeito contribuído favoravelmente a existência de dois muros de pedra existentes no local imediatamente a jusante da estrada.

Estes dois muros foram afectados pela enxurrada, tendo sofrido uma destruição parcial da sua zona superior, bem como uma infraescavação aparentemente significativa da base, sendo contudo difícil avaliar nesta fase com rigor a extensão dos danos sofridos por estes muros, em virtude da existência de vegetação e detritos na zona afectada.

A zona em que a estrada ER211 se encontra a necessitar de reabilitação apresenta um desenvolvimento de aproximadamente 25 m, sendo que o desnível entre a plataforma da estrada e a zona destruída a jusante é da ordem dos 14 m.

Em face do exposto, a solução definida para a reposição da estrada em condições de segurança adequadas consiste num muro de suporte em betão armado, com uma secção tipo "L" fundada em microestacas.

Este muro foi definido com o coroamento ao nível da plataforma da estrada, pelos mesmos motivos descritos para o muro a construir no Sítio dos Lameiros 1.

Para além da construção do muro de suporte previu-se também o reforço estrutural dos dois muros de pedra referidos, dotando-os de um revestimento em betão projectado associado a pregagens, e procedendo ao seu recalçamento nas zonas em que tal seja necessário, o que apenas poderá ser avaliado correctamente em fase de obra após a desmatação e limpeza das zonas em causa.

5.3 - ENTRONCAMENTO DAS LOMBADAS

A zona designada por Entroncamento das Lombadas foi afectada por um caudal de água e de material sólido muito significativo, tendo sido certamente agravado pelo facto de nesta zona se dar a intersecção da estrada que liga à Boaventura com a estrada que liga à Lombada. Estas estradas descem ambas até se encontrarem no entroncamento, sendo que os caudais provenientes de cada uma ter-se-ão juntado neste ponto, originando um escoamento perpendicular ao muro de suporte que existia nesta zona, destruindo-o por completo.

A destruição ocorrida no entroncamento afectou a estrada ao longo de um desenvolvimento de aproximadamente 60 m, com uma cratera de erosão que foi escavada desde a plataforma da estrada até cerca de 20 m mais abaixo na encosta.

O muro de suporte anteriormente existente neste entroncamento foi totalmente destruído, tendo também sido danificada a extremidade de saída do colector de betão ϕ500 que atravessa a estrada na zona poente do entroncamento, enquadrado no circuito hidráulico que nesta zona estabelecia a ligação a uma levada existente um pouco a montante.

Em face do exposto, a solução definida para a reposição da estrada em condições de segurança adequadas consiste num muro de suporte em betão armado, com uma secção tipo semi-gravidade na zona mais alta e uma secção tipo "L" nas zonas de menor altura.

A secção tipo semi-gravidade será fundada em microestacas, tendo em conta as condições de fundação ocorrentes, bem como as características topográficas do local em que o muro se insere.

É de referir que, no caso deste muro, e contrariamente ao definido nas outras duas áreas de intervenção, foi definido um coroamento saliente em betão armado, dado que não se considera aceitável o risco de que uma viatura proveniente da estrada que liga à Boaventura

pudesse colidir perpendicularmente com uma guarda metálica que nunca teria capacidade para evitar que a viatura fosse projectada fatalmente por cima do muro.

5.4 - CONDICIONAMENTOS DO PROJECTO

O presente projecto apresenta algumas particularidades que não permitem quantificar rigorosamente todas as naturezas de trabalho, sendo de referir os seguintes condicionamentos:

- Os muros de pedra MP1 e MP2 estão parcialmente rodeados de vegetação arbustiva densa em extensões significativas, o que dificultou a completa percepção do seu estado actual - este condicionamento apenas poderá ser ultrapassado quando, em fase de obra, se proceder ao corte da vegetação e à limpeza do terreno, reavaliando nessa altura as condições em que se encontram estas estruturas, bem como o estado das suas fundações;
- Pelo motivo referido no ponto anterior também não é possível conhecer actualmente de forma rigorosa a geometria dos muros de pedra, tendo esta sido estimada com base nas geometrias mais correntes na ilha para este tipo de estruturas;
- Na zona do talude definitivo, situado junto à extremidade poente do muro de suporte do Entroncamento das Lombadas, a vegetação actualmente existente no local não permite também ter uma percepção muito rigorosa do local em que se previu deixar a saída do colector ϕ500, que atravessa o muro de suporte nesta zona.

Do exposto resulta que as medições (e consequentemente o Orçamento) que se apresentam nesta fase poderão sofrer algumas variações no que respeita aos trabalhos associados a estes condicionamentos, havendo algumas naturezas de trabalho que apenas poderão ser quantificadas com rigor na fase de obra.

6 - ESTRUTURAS DE SUPORTE

6.1 - DESCRIÇÃO DAS SOLUÇÕES

6.1.1 - Características geométricas

As principais características das estruturas de suporte consideradas para cada área de intervenção apresentam-se no Quadro 6.1, designadamente as secções tipo adoptadas em cada muro, a altura máxima acima da fundação ($H_{máx}$) e a largura máxima da fundação (B_{fund}).

Quadro 6.1 - Características das estruturas de suporte

Área de intervenção	Secções tipo		$H_{máx}$ (m)	B_{fund} (m)
	Nome	Descrição		
Lombadas	BA1	Semi-gravidade em betão armado, c/ microestacas Pregagens ϕ32mm (L = 10 m) embebidas 1 m na sapata	10,40	3,60
	BA3	"L" em betão armado	3,80	2,00
Lameiros 2	BA5	"L" em betão armado, com microestacas	3,60	2,20
Lameiros 1	BA2	Semi-gravidade em betão armado, c/ microestacas Pregagens ϕ32mm (L = 10 m) embebidas 1 m na sapata	7,76	2,80
	BA4	"L" em betão armado	3,16	2,00

A definição das estruturas de suporte apresenta-se detalhadamente nas peças desenhadas.

6.1.2 - Obras de escavação e contenção provisória

A execução dos muros implicará a realização de escavações provisórias que serão estabilizadas através de soluções de revestimentos de betão projectado reforçados com fibras de aço e dotados de pregagens.

A descrição e a justificação das soluções adoptadas para os revestimentos pregados apresenta-se no capítulo seguinte, sendo contudo de referir que, nas secções dos muros BA1 e BA2, as pregagens a instalar na zona das sapatas ficarão embebidas nos muros,

promovendo uma ligação com o terreno, o que, no presente caso, se considera importante em termos de estabilidade.

O Empreiteiro colocará em obra todos os meios necessários à protecção da estrada e das estruturas e serviços afectados, devendo submeter previamente à aprovação da Fiscalização as soluções que pretender adoptar.

6.1.3 - Condições de fundação

Os níveis de fundação dos muros serão sujeitos a confirmação em fase de obra, em função das reais condições geológico-geotécnicas ocorrentes e de acordo com os pressupostos definidos no projecto, carecendo da aprovação prévia da Fiscalização.

A betonagem das sapatas dos muros deverá ser sempre efectuada contra o terreno, de acordo com o definido nos desenhos, para garantir um adequado encastramento da base.

As microestacas empregues nas fundações dos muros serão constituídas por tubos TM-80, com as seguintes características:

- **Secção BA1**:
  - Furação ϕ8" (20,32 cm)
  - Comprimento total: 12 m (incluindo 1 m de embebimento na sapata)
  - Comprimento de selagem: 10 m
  - Tubo TM-80 - ϕ101,6 x 10 mm (carga de serviço máxima de 920 kN)
  - Injecção tipo IRS

- **Secção BA2**:
  - Furação ϕ8" (20,32 cm)
  - Comprimento total: 12 m (incluindo 1 m de embebimento na sapata)
  - Comprimento de selagem: 8 m
  - Tubo TM-80 - ϕ73 x 8,5 mm (carga de serviço máxima de 550 kN)
  - Injecção tipo IRS

- **Secção BA5**:
  - Furação ϕ8" (20,32 cm)
  - Comprimento total: 12 m (incluindo 1 m de embebimento na sapata)
  - Comprimento de selagem: 6 m
  - Tubo TM-80 - ϕ73 x 8,5 mm (carga de serviço máxima de 550 kN)
  - Injecção tipo IRS

As microestacas ficarão embebidas nas sapatas numa altura de 1,00 m, sendo que, ao longo desta altura, disporão duma armadura helicoidal em varão de aço ϕ8, soldada ao tubo da microestaca.

6.1.4 - Juntas de dilatação

Em função do desenvolvimento dos muros previu-se a realização de juntas de dilatação com um afastamento médio de aproximadamente 12 m, sendo estas endentadas no interior da secção do muro (betão contra betão) e não afectando a sapata.

Em toda a altura das juntas, no intradorso dos muros, serão colocadas duas tiras de geotêxtil sobrepostas, com 0,40 m de largura, para impedir o arrastamento de material fino.

6.1.5 - Sistema de drenagem

Para a drenagem interna das estruturas de suporte considerou-se um dreno longitudinal de brita (2/3) envolvida em geotêxtil, com 0,60 m de altura e 1,20 m de largura na base, a executar no tardoz conforme definido nas peças desenhadas.

A drenagem para o exterior será assegurada por bueiros ϕ90 mm, em tubo de PVC rígido, afastados de 3 m em geral (ver peças desenhadas), descarregando à frente dos muros, quando apropriado, em valetas ϕ300 em meias manilhas de betão assentes em argamassa.

Relativamente aos órgãos de drenagem do pavimento, na situação anterior ao temporal existia uma valeta apenas de um dos lados da estrada, não tendo esta sido afectada em

nenhuma das áreas de intervenção. Considerou-se adequado manter esta situação após a construção dos novos muros de suporte, pelo que junto ao coroamento dos muros não foi prevista nenhuma valeta adicional.

6.1.6 - Características dos aterros a executar

Os aterros a executar no tardoz e à frente dos muros serão executados com solos granulares grosseiros constituídos por materiais brechóides ou piroclásticos, ou por produtos rochosos provenientes essencialmente do maciço basáltico. Em termos de fuso granulométrico, para estes aterros ter-se-á:

- D_{10} Є [0,6 mm; 2 mm];
- D_{50} Є [7 mm; 14 mm];
- D_{90} Є [30 mm; 60 mm].

Os materiais de aterro deverão ser compactados por camadas com espessura máxima de 0,30 m, de forma a garantir um grau de compactação mínimo de 96%, um teor em água entre $\omega_{ópt}$ e $\omega_{ópt-2}$ e um ângulo de atrito mínimo de 35°.

6.2 - DIMENSIONAMENTO

6.2.1 - Acções

Para a verificação da estabilidade global dos muros considerou-se a mobilização do estado activo em todos os casos. A avaliação dos impulsos foi efectuada a partir do método das cunhas, quer para o caso estático, quer para o caso sísmico.

Para além dos impulsos de terras considerou-se ainda, para o caso estático, o impulso correspondente a uma sobrecarga uniforme na superfície do terreno devida ao tráfego (10 kN/m^2). No presente caso não se efectuou qualquer redução do valor da sobrecarga rodoviária nas análises sísmicas.

A ocorrência de impulsos hidrostáticos foi desprezada nas zonas em que os muros dispõem de sistemas drenantes adequados. Nas restantes zonas foram considerados os impulsos hidrostáticos, incluindo as subpressões correspondentes na base das sapatas.

A mobilização do impulso passivo foi desprezada nos casos em que o muro se encontra implantado junto à encosta, o que, na prática, corresponde à quase totalidade das secções analisadas.

No que respeita às acções sísmicas, e tendo por base o exposto no Capítulo 4.2, adoptou-se para o coeficiente sísmico horizontal um valor de c_h = 0,10 para as secções tipo semi-gravidade, para ter em conta o efeito de amplificação das estruturas de suporte, e um valor de c_h = 0,08 para as secções em "L".

6.2.2 - Parâmetros geotécnicos de cálculo

Os parâmetros geotécnicos de cálculo utilizados nas análises relativas aos muros de suporte, que se apresentam no Quadro 6.2, foram estabelecidos com base nos resultados obtidos na campanha de prospecção efectuada, bem como na experiência adquirida noutros projectos realizados em formações de características semelhantes.

Quadro 6.2 - Parâmetros geotécnicos de cálculo

Terreno	γ_t (kN/m^3)	c' (kPa)	ϕ' (º)	tg δ_f (-)
Aterros a construir	19,0	0	32	0,45
Depósitos de vertente	19,5	15	33	0,45
Brechas desagregáveis	20,0	35	35	0,45

6.2.3 - Estabilidade global dos muros

As análises de estabilidade efectuadas para os muros de suporte contemplam os seguintes aspectos principais:

- A verificação da segurança ao deslizamento, ao nível da base da sapata;

- A verificação da segurança ao derrubamento, pelo bordo exterior da sapata;
- A verificação da segurança à rotura da fundação (formulação de *Hansen*);
- A verificação dos níveis de tensão transmitidos à fundação, em regime elástico.

No caso da verificação da segurança à rotura da fundação, em análise drenada, utilizou-se a formulação de *Hansen* para o cálculo da capacidade de carga de fundações superficiais, complementada pela formulação correspondente do Eurocódigo 7. Tiveram-se em consideração as características do terreno, a geometria e a profundidade da sapata, a posição do nível freático, e ainda a inclinação e a excentricidade das acções.

Para as análises referidas utilizou-se o programa de cálculo DIA*Walls*, desenvolvido pela Diaclase.

No Anexo 1 apresentam-se os resultados das análises de estabilidade efectuadas, que se resumem no Quadro 6.3. No caso das secções tipo semi-gravidade foi considerada a contribuição favorável das pregagens através de uma força resistente de 100 kN por metro de desenvolvimento dos muros, que é conservativa.

Quadro 6.3 - Resultados das análises de estabilidade dos muros

Secção	**Altura de cálculo** (m)	**Factores de segurança**				$\sigma_{máx}$ **fundação** (kPa)
		Caso	**Desliz.**	**Derrub.**	**Rotura Fund.**	
BA1	10,00	Estático	2,10	3,98	> 5	187,49
		Sísmico	1,55	2,41	> 5	316,21
BA2	7,50	Estático	2,36	4,27	> 5	260,59
		Sísmico	1,75	2,71	> 5	173,98
BA3	3,80	Estático	1,67	N.a.	> 5	160,43
		Sísmico	1,33	N.a.	4,19	211,37
BA4	3,00	Estático	1,69	N.a.	> 5	134,37
		Sísmico	1,35	N.a.	> 5	169,97
BA5	3,60	Estático	1,63	N.a.	> 5	171,84
		Sísmico	1,31	N.a.	3,86	226,07

Obtiveram-se factores de segurança ao deslizamento e ao derrubamento superiores aos mínimos recomendados (1,5 a 2,0 no caso estático e 1,0 a 1,2 no sísmico). Relativamente à capacidade de carga da fundação, os factores de segurança são também superiores aos mínimos recomendados (2,0 a 3,0 no caso estático e 1,3 a 2,0 no caso sísmico), pelo que se consideram satisfatórios todos os resultados obtidos.

É de referir que os limiares mais altos dos factores de segurança indicados correspondem a terrenos essencialmente coesivos, ao passo que os limiares inferiores correspondem a terrenos sobretudo atríticos.

6.2.4 - Dimensionamento estrutural

A determinação dos esforços para o cálculo das armaduras das consolas dos muros foi efectuada através do programa DIA*Walls*, sendo que, no presente caso, foi preponderante em todos os cálculos a fase de compactação dos aterros no tardoz dos muros, avaliada através do coeficiente de impulso em repouso (k_0).

A verificação estrutural dos muros de suporte foi efectuada recorrendo ao software de cálculo DIA*Calc*®, para a verificação dos Estados Limites Últimos e dos Estados Limites de Utilização, de acordo com o Eurocódigo 2 (NP EN 1992-1-1:2010).

O betão armado é constituído por betão da classe C30/37 (conforme se apresenta no capítulo de especificação de betões) e armaduras em aço A500NR.

Considerou-se um recobrimento de 50 mm para as armaduras dos elementos de betão armado dos muros.

O comprimento mínimo de amarração das armaduras será o definido nas peças desenhadas; nos casos em que este não se encontre explicitamente cotado adoptar-se-á um valor de 50ϕ.

No Quadro 6.4 apresentam-se os resultados obtidos para cada uma das secções que foram calculadas para a consola dos muros, em função da espessura (h) e da altura das mesmas (H_{calc}), incluindo a armadura mínima (tendo em consideração os critérios de fendilhação e de ductilidade) e o momento crítico da secção.

Quadro 6.4 - Dimensionamento estrutural das consolas

Secção	Geometria		Esf. transverso		Flexão			$A_{s,min}$	M_{crit}
	h (m)	H_{calc} (m)	V_{Sd} (kN/m)	$A_{sw/s}$ (cm²/m)	M_{Sd} (kNm/m)	$A_{s1}^{(-)}$ (cm²/m)	$A_{s2}^{(+)}$ (cm²/m)	(cm²/m)	(kNm/m)
BA1	1,25	5,90	233,18	-	458,58	20,94	13,40	14,06	755,21
BA2	1,00	4,00	101,18	-	142,91	13,40	13,40	11,40	483,33
BA3	0,50	2,80	52,52	-	49,02	7,54	7,54	6,04	120,83
BA4	0,50	2,60	45,29	-	39,24	7,54	7,54	6,04	120,83
BA5	0,80	3,40	77,43	-	87,77	13,40	13,40	9,23	309,33

Tendo em consideração que, no futuro, poderão voltar a ocorrer eventos semelhantes ao que provocou a destruição da estrada ER211 nas zonas em que serão construídos os novos muros, optou-se por introduzir um acréscimo de reforço nas armaduras das consolas - o acréscimo de custos não é significativo face ao desenvolvimento dos muros em causa, e o ganho em termos de resistência é bastante relevante.

No Anexo 2 apresentam-se com maior detalhe os resultados correspondentes ao dimensionamento estrutural dos muros de suporte.

6.2.5 - Dimensionamento das microestacas

Para o dimensionamento das microestacas foi utilizado o método proposto por Bustamante e Doix (1985, "*Une méthode pour le calcul des tirants et des micropieux injectès*", *Bullettin Liaison Lab. Pont et Chaussées*, 140 Nov. Dec).

No Quadro 6.5 apresentam-se os parâmetros de dimensionamento principais, bem como os resultados obtidos, tendo-se atribuído às microestacas uma carga de dimensionamento

correspondente a cerca de 75% da carga vertical total do muro (Q_{tot}), admitindo um cenário limite de infraescavação dos muros de suporte originado por um evento similar ao que originou a situação actual.

Tendo em conta as características dos terrenos em que será efectuada a selagem das microestacas considerou-se uma situação de dimensionamento intermédia entre as areias e os siltes, tendo a resistência de ponta sido limitada a 20% da resistência lateral.

Quadro 6.5 - Dimensionamento das microestacas

Secção	Carga		Terreno / tecnologia					Bolbo	$Q_{resist.}$	FS
	Q_{tot} (kN/m)	Q_{calc} (kN)	N_{SPT} (-)	p_l (kPa)	α (-)	q_s (kPa)	k_p (-)	L_s (m)	(kN)	(-)
BA1	690	650	20	1000	1,40	150	1,3	10,00	1423	2,2
BA2	470	450	20	1000	1,40	150	1,3	8,00	1155	2,6
BA5	190	350	20	1000	1,40	150	1,3	6,00	887	2,5

Tratando-se de microestacas definitivas, e sendo o factor de segurança obtido superior a 2,0 em todas as análises efectuadas, considera-se que as soluções são adequadas, tendo-se adoptado os comprimentos dos bolbos de selagem (L_s) indicados no quadro.

7 - TALUDES DE ESCAVAÇÃO

7.1 - DESCRIÇÃO DAS SOLUÇÕES

7.1.1 - Características geométricas

No Quadro 5.2 apresentam-se as características principais das soluções adoptadas para os taludes de escavação, incluindo a altura máxima ($H_{máx}$), tendo sido associadas directamente às secções tipo dos muros de suporte que se encontram na sua área de influência.

Quadro 5.2 - Características dos revestimentos pregados

Área de intervenção	Nome	Descrição das soluções
Lombadas ($H_{máx}$ = 10,5 m)	BA1	Parte superior do talude, escavada a 2V/1H em DV e β^1 bp10 + Preg. ϕ25 (L = 9 m, malha 1,50 x 2,00)
		Parte inferior do talude, escavada a 5V/1H em DV e β^1 bp10 + Preg. ϕ32 (L = 10 m, malha 1,25 x 2,00) embebidas 1 m no muro
	BA3	Talude escavado a 3V/1H em DV bp10 + Preg. ϕ25 (L = 4 m, malha 1,00 x 2,00)
Lameiros 2 ($H_{máx}$ = 3,6 m)	BA5	Talude escavado a 3V/1H em DV bp10 + Preg. ϕ25 (L = 4 m, malha 1,00 x 2,00)
Lameiros 1 ($H_{máx}$ = 7,8 m)	BA2	Parte superior do talude, escavada a 2V/1H em DV bp10 + Preg. ϕ25 (L = 9 m, malha 1,50 x 2,00)
		Parte inferior do talude, escavada a 5V/1H em DV e β^1 bp10 + Preg. ϕ32 (L = 10 m, malha 1,25 x 2,00) embebidas 1 m no muro
	BA4	Talude escavado a 2V/1H em DV e β^1 bp10 + Preg. ϕ25 (L = 4 m, malha 1,00 x 2,00)

Legenda: **bp10** - betão projectado (e=10 cm); **Preg.** - pregagens; **L** - comprimento das pregagens

A definição dos taludes e dos revestimentos pregados apresenta-se detalhadamente nas peças desenhadas.

Importa referir que, relativamente aos taludes laterais de escavação (perpendiculares aos muros), que existirão nos muros do Entroncamento das Lombadas e do Sítio dos Lameiros 1

nas zonas de transição entre secções transversais, as soluções encontram-se definidas nos alçados - é de salientar que, nestes taludes, as pregagens da parte inferior não ficam embebidas na sapata do muro, contrariamente ao que sucede com as pregagens do talude que se desenvolve paralelamente ao alinhamento do muro.

7.1.2 - Características estruturais

Os taludes serão dotados de revestimentos de betão projectado associados a pregagens, tratando-se duma solução flexível que tem a vantagem de tirar partido da resistência do terreno a estabilizar.

As pregagens serão constituídas por varões de aço A500NR, com comprimentos variáveis entre 4 m e 10 m, e com diâmetros de ϕ25 mm e ϕ32 mm, dispostas em malhas definidas nas peças desenhadas, possuindo cada uma das armaduras um reforço constituído por 4 varões cruzados de ϕ8 mm com 1,20 m de comprimento (ver peças desenhadas). As pregagens serão seladas com calda de cimento, com injecção multi-ponto, em furos com ϕ3" (76 mm para varões ϕ25 mm) e ϕ4" (101,6 mm para varões ϕ32 mm), com uma inclinação descendente de 15°, e executadas, em princípio, com martelos de roto-percussão.

As condições executivas das pregagens terão que ser verificadas no local através da execução de ensaios de arranque, nomeadamente a eventual dificuldade de abertura dos furos por abatimento ou sobrealargamento e ainda a composição mais adequada para as caldas e os respectivos consumos.

Preconiza-se a realização de dois ensaios de pregagens por cada local de intervenção, com localização a ser definida em fase de obra. O comportamento evidenciado nos ensaios poderá justificar a introdução de alguns ajustamentos à solução apresentada, quer em termos de afastamento, quer de comprimento das pregagens.

O revestimento de betão projectado terá 10 cm de espessura, sendo constituído por duas camadas de betão projectado, cada uma com uma espessura de 0,05 m, incorporando

fibras de aço 65/35 (relação comprimento-diâmetro/comprimento). As fibras de aço terão de respeitar as seguintes características:

- Comprimento: 35 mm;
- Diâmetro: 0,55 mm;
- Dosagem mínima: 20 kg/m^3;
- Resistência à tracção mínima: 1.800 N/mm^2;
- Tipo de ancoragem: por gancho;
- Fornecimento: em pentes colados;
- Norma a respeitar: EN 14889-1.

7.1.3 - Sistema de drenagem

O revestimento de betão projectado será dotado de bueiros em tubo de PVC ϕ63mm para garantir uma drenagem adequada, com um afastamento igual ao das pregagens na direcção vertical e duplo do das pregagens na direcção horizontal.

Uma vez que os taludes serão todos de carácter provisório (excepto um pequeno troço situado no Entroncamento das Lombadas, junto ao extremo poente do muro, que não tem representatividade), o sistema de drenagem não inclui drenos sub-horizontais nem tiras de dreno geocompósito - estes elementos apenas serão utilizados no reforço dos muros de pedra existentes no Sítio dos Lameiros 2.

7.1.4 - Faseamento executivo

O cumprimento do faseamento executivo, tal como definido no presente projecto (peças escritas e desenhadas), é essencial para o comportamento adequado da obra, tendo sido estabelecido com o objectivo de reduzir a valores mínimos as deformações induzidas no maciço pela execução dos trabalhos, garantindo níveis de segurança adequados.

Em cada talude a executar, a obra realizar-se-á do topo para a base, sendo que, para cada nível horizontal estabelecido para o talude, não deverá avançar-se para o nível inferior sem que esteja concluído na íntegra o revestimento pregado correspondente.

Considera-se fundamental que os órgãos de drenagem sejam instalados antes da realização das escavações dos níveis inferiores a esses mesmos órgãos, de modo a evitar a degradação do maciço por efeito duma circulação superficial de água descontrolada.

O Empreiteiro poderá trabalhar em várias frentes simultaneamente, mas terá de planear em detalhe todas as actividades, tendo em atenção a segurança de pessoas e equipamentos, e consequentemente o modo de circulação pela obra e a entrada e saída de materiais.

No final dos trabalhos, o Empreiteiro deverá repor todas as condições que eventualmente tenham sido perturbadas de modo inadvertido pela execução das obras.

7.1.5 - Integração paisagística

Para garantir uma integração ajustada do talude, em termos paisagísticos, confundindo-se o mais possível com as formações geológicas envolventes, a última camada de betão projectado incorporará um aditivo colorante, cujo espectro de tonalidades deverá ser estudado pelo Empreiteiro para a zona a tratar, e deverá ser submetida à aprovação do Dono da Obra previamente à realização de quaisquer trabalhos desta natureza.

Esta situação aplicar-se-á apenas ao troço de revestimento pregado que se localiza na extremidade poente do muro do Entroncamento das Lombadas, dado que será o único talude que ficará visível em termos definitivos - os restantes taludes são provisórios, não sendo por isso dotados da camada de aditivo colorante.

7.2 - DIMENSIONAMENTO

Tendo como objectivo o dimensionamento dos tratamentos dos taludes de escavação a realizar nas diferentes áreas de intervenção foram efectuadas análises de estabilidade para os mesmos, considerando apenas a situação estática nos casos dos taludes de carácter provisório.

As análises foram efectuadas com base no método de *Morgenstern-Price*, recorrendo à utilização do programa de cálculo automático SLOPE/W, que utiliza o método do equilíbrio limite, com geração de superfícies potenciais de deslizamento.

Os parâmetros geotécnicos de cálculo utilizados nas análises de estabilidade dos taludes são os que se apresentam no Quadro 6.2, tendo sido definido o seguinte relativamente às pressões hidrostáticas ($r_u = u/\gamma.H$):

- Depósitos de vertente: $r_u = 0,05$
- Brechas desagregáveis: $r_u = 0,05$

Relativamente ao atrito solo-pregagem, nos cálculos utilizou-se um valor médio de 25 kN/m para a força de atrito unitário, com base na experiência que se tem nestas formações. No entanto, estes valores terão de ser validados na fase inicial da obra através de ensaios de arranque (realizados em condições semelhantes às projectadas).

Nas análises efectuadas foram tidas em consideração as microestacas.

Para ter em consideração circulação de veículos considerou-se uma sobrecarga rodoviária distribuída de 10 kN/m^2.

Foram efectuadas diversas análises de estabilidade para as três áreas de intervenção, correspondendo a situação mais desfavorável à representada pelo Corte C-C do Entroncamento das Lombadas, que, tendo uma altura total de 9,30 m, é fortemente influenciado pela massa de depósitos de vertente. Os principais resultados obtidos para esta situação foram as seguintes:

- De entre as superfícies potenciais de deslizamento que afectam apenas o talude de escavação, no qual se insere o revestimento pregado a executar, o factor de segurança mais desfavorável que se obteve foi de 1,73;
- No que respeita às superfícies abrangendo a totalidade da obra, o factor de segurança mínimo obtido foi de 1,97.

No Anexo 3 apresentam-se as figuras com os resultados das análises efectuadas, com a indicação das superfícies potenciais de deslizamento e dos factores de segurança obtidos.

Em face do exposto, considera-se que os factores de segurança obtidos para a fase provisória de execução dos muros de suporte são satisfatórios, uma vez que os valores mínimos são superiores aos recomendáveis para estas situações (entre 1,2 e 1,3), considerando-se por isso ajustada a solução de tratamento definida para os taludes provisórios.

Relativamente ao único talude definitivo existente, localizado na extremidade poente do muro do Entroncamento das Lombadas, a solução adoptada é similar à do Corte C-C já referido, com a vantagem de que o terreno apresenta melhores características geotécnicas no caso do talude definitivo, donde resultam níveis de segurança mais favoráveis neste caso em comparação com os apresentados para o Corte C-C.

Importa referir que as análises de estabilidade efectuadas tiveram como objectivo avaliar as condições de segurança das obras a realizar, garantindo um comportamento adequado em termos geotécnicos e estruturais na zonas em que estas se inserem. A avaliação das condições de segurança da massa de depósitos de vertente, no topo da qual se inserem as obras em causa, não se encontra no âmbito do presente trabalho.

8 - MUROS DE PEDRA EXISTENTES A REFORÇAR

Tendo em vista a melhoria das condições de segurança da zona situada à frente do muro a construir no Sítio dos Lameiros 2 previu-se o reforço estrutural dos dois muros de pedra (MP1 e MP2) que se localizam na área de influência do novo muro, conforme pode ver-se no Desenho 4.

O reforço consiste na aplicação de um revestimento de betão projectado reforçado com fibras de aço, com 10 cm de espessura, associado a pregagens em varão de aço ϕ25 mm com 4 m de comprimento e disposta numa malha de 1,50 m x 1,50 m.

Previu-se também a execução do recalçamento dos referidos muros com betão simples, nas zonas em que estes apresentem infraescavações ao nível da fundação.

O recalçamento deverá ser efectuado tendo em conta as seguintes condições:

- Deverá ser realizado por troços com um desenvolvimento máximo de 2 m;
- A escavação a realizar para o posterior recalçamento deverá ser efectuada com uma profundidade que, permitindo a operação de preenchimento, seja simultaneamente a mínima possível. Esta profundidade deverá ser avaliada em fase de obra, em face das reais condições encontradas em cada situação;
- A escavação de cada um dos troços de recalçamento apenas se iniciará após a betonagem do troço de recalçamento anterior ter sido concluída e após o betão ter adquirido uma resistência adequada.

Em termos de drenagem (ver Desenho 4) será instalado um sistema constituído por uma fiada superior de drenos ϕ90mm com 1,20 m de comprimento, e por uma fiada inferior de drenos sub-horizontais Ø50mm (ver definição no Desenho 6), com 3 m de comprimento e constituídos por tubos de PVC canelados, perfurados e envolvidos em geotêxtil, com uma inclinação ascendente de 5º. Associados aos drenos sub-horizontais aplicar-se-ão tiras de dreno geocompósito com 0,20 m de largura.

O afastamento horizontal entre drenos será de 3,00 m em ambas as fiadas, tendo estas um afastamento vertical entre si de 1,25 m.

As tiras de dreno geocompósito, que serão constituídas por um geotêxtil associado a um núcleo drenante rígido, deverão possuir as seguintes características:

- Geotêxtil em polipropileno não tecido, com uma capacidade de drenagem superior a 6.500 l/min/m, com uma resistência à tracção superior a 440 N e com uma resistência ao punçoamento superior a 285 N;
- Núcleo drenante em poliestireno de elevado impacto (HIPS) com uma espessura superior a 10 mm, com uma resistência à compressão superior a 700 kPa e com uma capacidade de vazão superior a 200 l/min/m.

A adequabilidade das soluções deverá ser sempre verificada em fase de obra face às premissas consideradas no projecto, tendo em conta a dificuldade de percepção das condições realmente existentes à data de elaboração do projecto, sobretudo devido à existência de vegetação densa que impede o acesso em condições adequadas aos locais em causa.

9 - ESPECIFICAÇÃO DOS BETÕES

No presente caso aplicar-se-ão os seguintes tipos de betão:

- Betão projectado para estabilização dos taludes e para o reforço dos muros de pedra existentes, sendo a especificação condicionada pela proximidade do mar;
- Betão armado para os muros de suporte, com exposição ao ar, sendo a especificação condicionada pela proximidade do mar;
- Betão simples para recalçamento dos muros de pedra e fundação dos sinais de trânsito;
- Betão de regularização, sob as sapatas dos muros de suporte.

De acordo com o exposto na Norma NP EN206-1:2007 e nas restantes normas e especificações que lhe estão associadas, às obras associadas ao presente projecto foi atribuído um período de vida útil de 50 anos (Categoria 4), tendo-se-lhes atribuído uma Classe de Inspecção 2 e um Nível de Prevenção R2 (Risco normal).

Tendo em conta as características expectáveis de agressividade das águas e dos terrenos, e tendo em conta os aspectos particulares de execução das obras em causa, especificaram-se os betões a aplicar de acordo com as exigências da Norma NP EN206-1:2007, apresentando-se no Quadro 9.1 as respectivas características.

Quadro 9.1 - Especificação dos betões (em conformidade com a Norma NP EN206-1:2007)

Características	Betão de regularização	Betão simples	Betão armado	Betão projectado
Classe de exposição	X0(P)	X0(P)	XS1(P)	XS1(P)
Classe de resistência à compressão	C12/15	C16/20	C30/37	C30/37
Maior dimensão do agregado mais grosso	$D_{máx}20$	$D_{máx}20$	$D_{máx}20$	$D_{máx}10$
Classe de teor de cloretos	Cl1,0	Cl1,0	Cl0,20	Cl0,10
Classe de consistência	S1	S1	S3	S3

No caso do betão projectado tiveram-se ainda em consideração diversas recomendações técnicas aplicáveis sobre a especificação destes materiais, nomeadamente da EFNARC, relativas ao caso particular dos taludes.

10 - TRAÇADO E PAVIMENTAÇÃO

No presente caso, devido à destruição parcial do pavimento existente e à necessidade de demolir parcialmente outros troços de pavimento para a construção / implantação dos muros de suporte, houve necessidade de projectar pavimentos novos.

O traçado foi calculado tendo por base a premissa de manter as condições rodoviárias existentes antes do temporal de Dezembro de 2020, apresentando-se no Anexo 4 os cálculos correspondentes da directriz e da rasante.

Assim sendo, na via de circulação do lado dos muros previu-se um pavimento novo (Tipo I), sendo que no lado contrário foi aproveitada ao máximo a estrutura de pavimento existente (Tipo II). De modo a criar uma superfície única, sem juntas, previu-se para esta via a fresagem do pavimento e a colocação posterior de uma nova camada de desgaste.

Também se previu a fresagem e a aplicação de uma camada de desgaste nas extremidades das intervenções, numa extensão de 3 m para além do pavimento novo, de modo a garantir uma transição correcta entre pavimentos novos e existentes.

No que respeita ao dimensionamento do pavimento, é de referir que não existem dados de tráfego que permitam o seu cálculo estrutural, no entanto a estrutura proposta considera-se adequada para um tráfego com reduzida presença de pesados, que é o caso da presente rodovia. Considera-se também que os materiais de construção empregues, aplicados de acordo com o definido no Caderno de Encargos, garantem uma boa fundação para o pavimento (CBR superior a 6%).

Em face do exposto, no âmbito da pavimentação foram definidas as seguintes estruturas:

- <u>Tipo I:</u>
  - Camada de desgaste em AC14 surf 35/50 (BB).....0,05 m
  - Camada de Ligação em AC20 bin 35/50 (MB) .....0,07 m
  - Camada base em Agregado Britado de Granulometria Extensa .....0,15 m
  - Camada sub-base em Agregado Britado de Granulometria Extensa.....0,15 m

- Tipo II:
  - Camada de desgaste em AC14 surf 35/50 (BB).....0,05 m
  - Fresagem do pavimento existente .....0,05 m

De forma a garantir uma ligação eficiente entre camadas betuminosas aplicar-se-á uma rega de colagem com emulsão catiónica de rotura rápida do tipo C60 B3 TA, aplicada à taxa de 0,5 kg/m^2.

Na ligação entre camadas betuminosas e granulares aplicar-se-á uma rega de impregnação com emulsão betuminosa C60 BF4, aplicada à taxa de 1,0 kg/m^2.

11 - SINALIZAÇÃO E EQUIPAMENTO DE SEGURANÇA

11.1 - CONSIDERAÇÕES GERAIS

Para a definição da sinalização e do equipamento de segurança a instalar procurou-se obter uma solução de fácil e rápida compreensão, adaptada à estrada em questão, garantindo simultaneamente a segurança e comodidade do utente.

A sinalização será constituída pelos seguintes elementos:

- Sinalização Horizontal:
  - Traços e outras inscrições sobre o pavimento (marcas rodoviárias);
- Sinalização Vertical:
  - Sinais constantes do Regulamento do Código da Estrada.

A definição da sinalização em geral foi efectuada tendo em consideração os critérios estabelecidos nas disposições normativas nacionais, tendo-se em especial atenção os seguintes aspectos:

- Localização dos sinais de modo a garantir uma boa visibilidade, sem reduzir a visibilidade geral da via;
- Simplicidade na colocação dos sinais para uma leitura rápida e de fácil compreensão;
- Garantia de circulação com o máximo de segurança e fluidez.

11.2 - SINALIZAÇÃO HORIZONTAL

As marcas rodoviárias inscritas no pavimento, constituídas por marcas longitudinais, transversais e por outras marcas, serão pintadas no pavimento com tinta de características reflectoras de cor branca aplicada a quente por processo mecânico (spray) ou manual (moldagem), obedecendo às recomendações nacionais aplicáveis e aos requisitos impostos no “Projecto de Especificações de Tintas para Marcas Rodoviárias” do LNEC.

Dadas as características geométricas do traçado, bem como as dimensões do perfil transversal tipo, definiram-se distâncias de visibilidade, larguras de traço e espaçamentos compatíveis com velocidades entre 40 e 60 km/h.

Relativamente às marcas longitudinais tem-se o seguinte:

• Guias:

- A linha contínua a adoptar deveria ter 0,12 m de largura (LBC 0,12), de modo a delimitar a faixa de rodagem, no entanto como actualmente a ER211 não apresenta a marcação de guias, por uma questão de coerência e tendo em conta a pequena extensão da intervenção, optou-se por não materializar esta marca longitudinal.

• Linhas longitudinais contínuas:

- Linhas contínuas com 0,10 m de largura (LBC 0,10), a colocar longitudinalmente no eixo da faixa de rodagem, não permitindo deste modo a mudança de via ou a ultrapassagem.

• Linhas longitudinais descontínuas:

- Linha tracejada com 0,10 m de largura e relação traço / espaço de 1,5/3, a aplicar como linha axial de separação de vias da faixa de rodagem;
- Linha tracejada com 0,10 m de largura e relação traço / espaço de 1/1, a aplicar adjacente à linha contínua axial para possibilitar viragens à esquerda;
- Linha tracejada com 0,10 m de largura e relação traço / espaço de 1,5/2, a aplicar como linha axial de demarcação da via.

• Outras marcas rodoviárias:

- Barras de paragem, com 0,50 m de largura, de cor branca, associadas à sinalização horizontal e vertical de paragem obrigatória;
- Inscrição “STOP” de cor branca, com 1,60 m de altura, associada em geral a barras de paragem, a aplicar associada à sinalização vertical de paragem obrigatória, e afectando unicamente as vias sobre as quais estão pintadas.

11.3 - SINALIZAÇÃO VERTICAL

A sinalização vertical que se prevê instalar visa garantir, em conjunto com as marcas rodoviárias, um correcto controlo e fácil escoamento do tráfego na ER211.

Tendo em conta a reduzida extensão da zona de intervenção, a sinalização vertical será apenas constituída pela Sinalização de Código.

Esta sinalização vertical compreende os sinais constantes do regulamento do código da estrada e envolve sinais de perigo, sinais de cedência de passagem, de proibição, de obrigação e painéis adicionais.

Os sinais de código a instalar serão circulares e triangulares com placas adicionais, executados em chapa de ferro polido e reflectorizados, de dimensões L = 0,70 m. A sua colocação será feita em perfil metálico tubular circular ou rectangular, implantado em maciços de betão de simples (consultar as peças desenhadas, onde se apresentam os respectivo pormenores de fixação).

A implantação destes sinais no perfil transversal e longitudinal das vias deverá obedecer às disposições normativas nacionais em vigor.

11.4 - SINALIZAÇÃO DE CARÁCTER TEMPORÁRIO

A sinalização de carácter temporário definida tem por objectivo principal a sinalização de obras e obstáculos eventualmente existentes na via pública, e será colocada próxima dos locais em que os trabalhos de construção afectam as vias existentes.

Esta sinalização deverá ser elaborada com base nas disposições normativas nacionais e no Decreto Regulamentar nº 22A/98 de 1 de Outubro alterado pelo DR 41/02 de 20 de Agosto e pelo DR 13/03 de 26 de Junho e ser submetida à aprovação prévia da Fiscalização antes da sua implantação.

Os pormenores referentes à sinalização de carácter temporário encontram-se indicados nas peças desenhadas.

11.5 - EQUIPAMENTO DE RETENÇÃO DE VEÍCULOS

Os objectivos principais da instalação de equipamentos de retenção de veículos são:

- Encaminhar o tráfego de forma segura;
- Evitar que veículos ligeiros e pesados possam de alguma forma penetrar em zonas perigosas;
- Impedir a possibilidade de colisão frontal com obstáculos fixos.

Assim sendo, o projecto de equipamentos de retenção de veículos consistiu na definição dos dispositivos de retenção de veículos a instalar, o que no presente caso se resume a sistemas de protecção passiva, garantindo as adequadas condições de segurança do tráfego. As acções a desenvolver neste âmbito envolvem a implantação de equipamentos de segurança constituído por guardas de segurança flexíveis (metálicas) e rígidas (muros).

Tendo em conta os ensaios realizados em países particularmente dedicados ao incremento da segurança rodoviária e atendendo às características do projecto, optou-se pela utilização de guardas semi-flexíveis nos locais onde o embate será maioritariamente lateral (onde há espaço suficiente para permitir a deformação do dispositivo) e rígidas onde o embate tenderá a ser mais frontal.

Nos termos da legislação em vigor, previu-se ainda a instalação de dispositivos de protecção para motociclistas em todas as guardas flexíveis a implantar.

Os dispositivos do tipo flexível absorvem energia cinética, por deformação plástica, ao passo que os dispositivos do tipo rígido deflectem o veículo, sendo a energia dissipada por deformação plástica exclusivamente do veículo.

No Quadro 11.1 apresenta-se a identificação de alguns tipos de barreiras homologados pelo SETRA.

Quadro 11.1 - Tipos de barreiras homologados pelo SETRA

NOM	Niveau d'efficacité	Matériau constitutif	Circulaire d'homologation ou texte de référence	Propriété Industrielle et commerciale	Domaine d'emploi
MVL	N1	Béton	C88.49 du 9.05.88 NF P 98.430		Accotement-TPC-Pont
BA2	N1	Bois/acier	C94.50 du 10.06.94	CIHB®	Accotement
EN2-FN2	N1	Bois/acier	C97.58 du 23.07.97	Gaillard-Rondino®	Accotement
T1	N2	Bois/acier	C96.15 du 25.01.96	Bois de Tertu®	Accotement
MB1	N2	Bois/acier	C95.43 du 19.05.95	LPC®	Accotement
DURAPIN	N2	Bois/acier	C97.65 du 08.08.97	Piveteau®	Accotement
FB1	N2	Bois/acier	C95.52 du 05.12.95	Gaillard-Rondino®	Accotement
EN1-FN1	N2	Bois/acier	C93.30 du 22.03.93	Gaillard-Rondino®	Accotement
EN1m	N2	Bois/acier	C98.35 du 04.03.98	Gaillard-Rondino®	Accotement
T22	N2	Bois/acier	C99.59 du 30.08.99	Bois de Tertu®	Accotement
G4m	N2	Bois/acier	C2000-10 du 2.02.00	Gaillard-Rondino®	Accotement
GS4	N2	C 100 ou U 100 tl 4 m	C88.49 du 9.05.88 NF P 98.410		Accotement--TPC-Pont
GS2	N2	C 100 ou U 100 tl 4 m			Accotement--TPC-Pont
GR4	N2	C125 tl 4 m			Ponts
GRC	N2	C125 tl 2 m			Accotement-TPC-pont
DE4	N2	IPE 80 tl 4 m			TPC-Pont
GCDF	N2	Acier	C96.88 du 3.12.96		Pont
BRIFEN	N2	Câble acier	C94.14 du 15.12.94		TPC
GIERVAL	N2 ?	Acier	C78.05 du 06.01.78	Modèle déposé	Accotement-TPC-pont
DE2	H1	IPE 80 tl 2 m	C88.49 du 9.05.88 NF P 98.410		TPC-Pont
DBA/GBA	N2 ou H2	Béton non armé	C88.49 du 9.05.88 NF P 98.430		Accotement-TPC-Pont
SEPIA	H2	Béton/acier	C89-51 du 12.09.89	Breveté	Accotement-TPC-Pont
DE2+	H2	Acier	C97.23 du 05.03.97	Breveté	TPC-Pont
P13	H2	Acier	C00-29 du 18.04.00	Breveté	TPC
P16	H3	Acier	C97-67 du 8.08.97	Breveté	TPC
DE16T	H3	Acier	C93.101 du 27.12.93	Breveté	TPC

No caso da intervenção no Entroncamento das Lombadas optou-se pela utilização de um sistema de retenção de veículos rígido, que representa a adaptação do dispositivo MVL, referido na bibliografia francesa, e que é habitualmente usado na Ilha da Madeira.

O dispositivo é um murete em betão armado, que tem sido usado como remate de estradas na Ilha da Madeira (ver Figura 11.1).

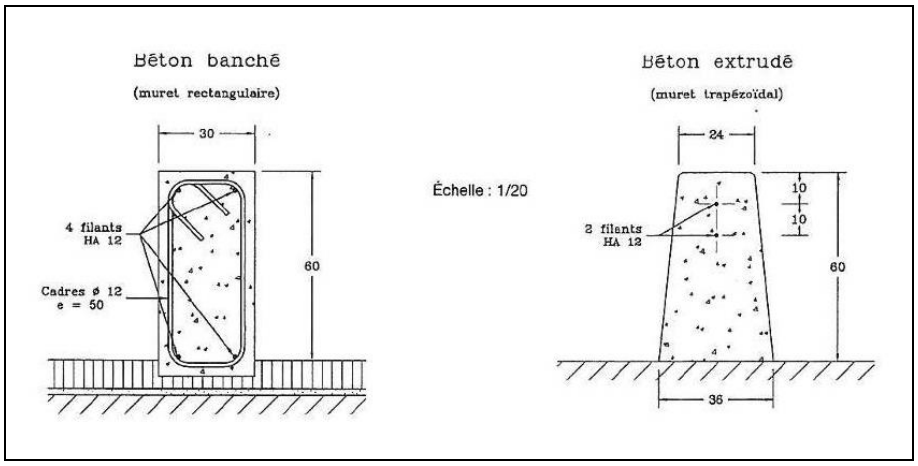


Figura 11.1 - Corte transversal tipo de MVL

As dimensões preconizadas, ligeiramente superiores na dimensão transversal em relação às do perfil MVL (*Muret Veícule Legére*), conferem à peça projectada uma massa por metro linear idêntica à das barreiras DBA ou GBA.

Estes dois factos permitirão que, em situação de impacto, a peça possa comportar-se como uma barreira eficaz na retenção de veículos mais pesados.

Nos casos do Sítio dos Lameiros 1 e do Sítio dos Lameiros 2 optou-se por guardas de segurança semi-flexíveis. Assim sendo, de acordo com a NP EN 1317 (Partes 1 e 2), relativa a Sistemas de Segurança Rodoviária, as barreiras de segurança foram definidas com base nos seguintes níveis de desempenho:

- Nível de retenção, desde o nível mais baixo (T1) até ao mais elevado (H4b);

- Deformabilidade, expresso pela largura útil permitida para a deformação do conjunto barreira mais veículo. Varia entre os valores mais baixos de deformação (W1 ≤ 0,6 m) e os mais altos (W8 ≤ 3,5 m);
- Nível de gravidade do embate, definido com base em índices de avaliação da gravidade da colisão nos ocupantes do veículo. É expresso através dos níveis A, B e C.

Da interpretação da norma NP EN 1317, e aplicando os conceitos referidos no Manual de aplicação do Instituto de Infra-estruturas Rodoviárias, IP (InIR), "Sistemas de retenção rodoviários", foi definido para ambos os locais uma guarda de segurança garantindo:

- Nível de retenção: H1
- Deformabilidade: W2
- Nível de gravidade do embate: A

Atendendo ao efeito colateral que os prumos das barreiras de segurança metálica apresentam para utilizadores de veículos de duas rodas (motociclistas), em caso de eventual acidente por despiste, previu-se a instalação de dispositivos de protecção para motociclistas em lanços de barreiras de segurança existentes com o intuito de reduzir a gravidade do eventual embate do motociclista na barreira de segurança (prumos).

A colocação de barreiras de segurança metálicas com marcação CE em locais onde, de acordo com a legislação em vigor, é obrigatório que o sistema tenha um DPM, este deve cumprir cumulativamente os seguintes princípios:

- Numa solução DPM metálico em contínuo (saia metálica) aplicado em barreira de segurança metálica, o conjunto deve ter sido ensaiado segundo os critérios de aceitação da EN1317;
- Adicionalmente, a "saia metálica" deve cumprir o disposto no anexo IV do Decreto Regulamentar n.º 3/2005 de 10 de Maio, ou a CEN/TS 1317-8.

Deste modo, garante-se que a barreira de segurança cumpre o objectivo de conter e redireccionar um veículo que eventualmente saia desgovernado da faixa de rodagem, bem como mitigar as consequências de um motociclista que possa eventualmente embater na

barreira em caso de acidente, evitando que a aplicação de um DPM metálico em contínuo possa ter um efeito negativo no desempenho pretendido para a barreira de segurança.

Para que as barreiras de segurança não constituam um obstáculo perigoso no início e fim do seu desenvolvimento, estes pontos notáveis deverão seguir o constante das peças escritas e desenhadas do presente projecto, aplicável a estradas com uma faixa de rodagem e sem separação dos sentidos de trânsito.

Deverá privilegiar-se o terminal do tipo “extremidade enterrada a cota constante” sempre que as condições locais o permitam, ou seja a barreira de segurança começa / termina na continuidade de uma zona de escavação, evitando o efeito de rampa que promove a utilização de terminal do tipo “extremidade enterrada a cota variável". No sentido de minimizar esse efeito deve procurar-se afastar progressivamente a extremidade da barreira de segurança da faixa de rodagem em ambos os tipos de terminal.

12 - SISTEMA DE OBSERVAÇÃO

12.1 - CONSIDERAÇÕES GERAIS

O sistema de observação tem como objectivo a obtenção de informações sobre o comportamento das obras durante os períodos de construção e de vida útil, sobretudo em termos de segurança estrutural, tendo por principais objectivos os seguintes:

- Verificar os pressupostos de concepção e dimensionamento adoptados no projecto;
- Analisar o desempenho da obra com base na sua observação contínua, permitindo o estabelecimento de previsões comportamentais a curto prazo;
- Possibilitar a implementação de medidas correctivas no caso de serem detectadas anomalias que possam comprometer a segurança da obra.

Em seguida descreve-se o sistema de observação, com ênfase nos seguintes aspectos:

- Grandezas a observar;
- Descrição e localização dos dispositivos a instalar;
- Definição das inspecções visuais a realizar;
- Definição da frequência das observações a realizar.

Os dispositivos apresentados são os que se consideram adequados em face das condições de cada local e do comportamento expectável das obras; no entanto, após a primeira fase de observação, poderá ser necessário introduzir alguns ajustamentos ao sistema.

12.2 - DISPOSITIVOS A INSTALAR

Os dispositivos de observação foram definidos em função das grandezas a observar na obra em causa, considerando-se que, no presente caso, são pertinentes as seguintes:

- Deslocamentos horizontais e verticais (assentamentos) dos muros de suporte, através da instalação de marcas topográficas de observação definitivas;

- Deslocamentos horizontais e verticais (assentamentos) à superfície do terreno, através da instalação de marcas topográficas de observação provisórias.

A localização dos dispositivos de observação apresenta-se nas peças desenhadas, tendo-se adoptado os seguintes critérios:

- Marcas topográficas definitivas: instaladas no coroamento dos muros, serão chumbadas directamente no betão;
- Marcas topográficas provisórias: instaladas no pavimento da ER211, serão soldadas ao topo de um varão vertical em aço ϕ20mm (L = 1,50 m) que deverá ficar selado com calda de cimento no interior de um furo.

As peças que constituirão as marcas topográficas (provisórias e definitivas) são dotadas de um orifício roscado no topo, no qual se enrosca um espigão metálico amovível sobre o qual é assente depois o reflector aquando da realização das leituras (ver Figura 12.1).



a) Marcas superficiais



b) Espigão metálico

Figura 12.1 - Peças constituintes das marcas topográficas

A instalação dos dispositivos de observação e a realização da primeira leitura deverão ocorrer antes do início dos trabalhos subsequentes, de modo a possibilitar a análise da resposta da obra aos referidos trabalhos, e permitindo, em tempo útil, introduzir eventuais alterações ou ajustamentos que se revelem necessários.

De modo a definir uma leitura inicial credível, após a instalação de cada dispositivo deverão ser efectuadas duas leituras consecutivas.

12.3 - INSPECÇÕES VISUAIS

Complementarmente à monitorização dos dispositivos de observação, sugere-se a realização de inspecções visuais às obras, com o objectivo de detectar sinais ou evidências de deteriorações ou sintomas de envelhecimento, bem como de anomalias do sistema de observação instalado.

Os principais aspectos a ter em atenção nas inspecções da obra serão os seguintes:

- Deformações anómalas nos terrenos situados na área envolvente da obra;
- Fissuras no revestimento do talude em betão projectado;
- Ressurgências de água no talude ou nos terrenos envolventes à obra;
- Deformações e/ou fissuras nos órgãos de drenagem da obra;
- Obstrução e/ou assoreamento dos órgãos de drenagem;
- Deformações e/ou fissuras no pavimento da estrada ER211;
- Deformações e/ou fissurações nos muros.

12.4 - FREQUÊNCIAS DE OBSERVAÇÃO

As leituras durante a execução da obra deverão ser realizadas após a realização de cada uma das fases de intervenção mais importantes, tais como:

- **No topo dos taludes de escavação (marcas provisórias)**:
  - Escavação de cada nível do talude;
  - Aplicação de betão projectado;
  - Instalação das pregagens e das microestacas (quando aplicável);
  - Betonagem do muro;
  - Execução dos aterros.

- **No coroamento dos muros (marcas definitivas)**:
  - Após a betonagem do muro;
  - Execução dos aterros.

Para além das leituras que devem ser realizadas nas fases acima enunciadas (para todos os dispositivos de observação instalados), a frequência das leituras nunca deverá ser inferior a uma semana durante a execução das obras.

A implementação do Sistema de Observação ficará a cargo do Empreiteiro durante toda a fase de execução da obra, sendo que, após a sua conclusão, caberá ao Dono da Obra dar continuidade à monitorização.

Após a conclusão da fase de obra, sugere-se que a frequência das leituras passe a ser a seguinte:

- Mensal durante os primeiros seis meses;
- Semestral durante um período de dois anos (após os primeiros seis meses);
- Anual daí em diante (o Dono da Obra poderá reavaliar a frequência em função do historial de comportamento obtido).

12.5 - AVALIAÇÃO DA SEGURANÇA DA OBRA

A avaliação de segurança da obra será efectuada através da comparação dos resultados obtidos na observação e nas inspecções visuais com os elementos do projecto e com a evolução do comportamento da obra ao longo do tempo.

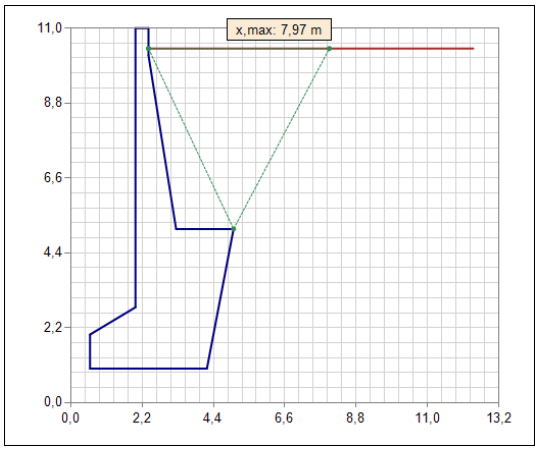
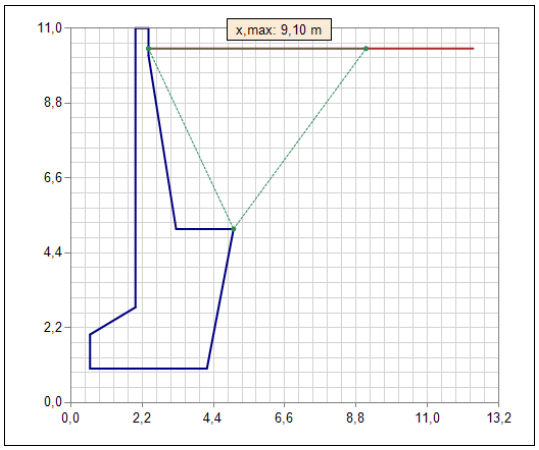
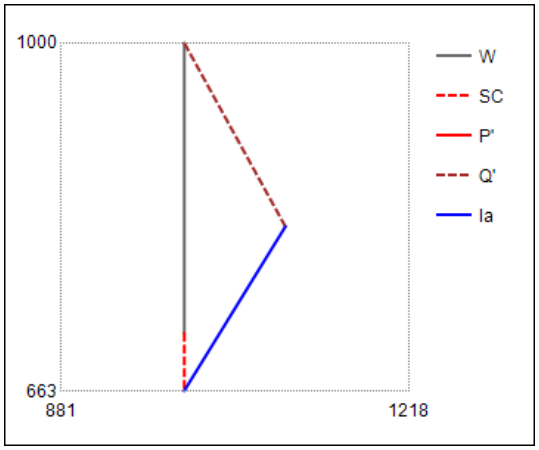
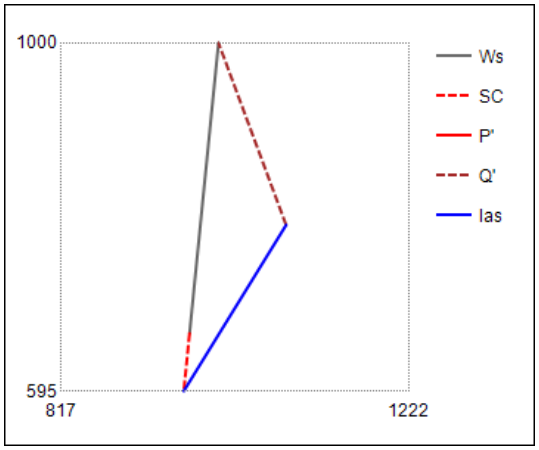
No que respeita à monitorização dos taludes provisórios, é expectável que os deslocamentos horizontais registados à superfície no final das intervenções sejam inferiores a 0,1% da altura total de cada talude. Este valor é indicativo (Limite de Atenção) e servirá como referência para extrapolar para os deslocamentos internos, mas se for ultrapassado tal deve ser comunicado ao Dono da Obra, no sentido de se avaliar a situação; neste caso pode considerar-se para o Limite de Alarme um valor da ordem de 0,3% da altura total.

É de referir ainda que, durante a fase posterior à conclusão das intervenções, não é expectável a ocorrência de deslocamentos significativos.

Anexo 1

Análises de estabilidade dos muros de suporte

Secção BA1

Análises estáticas	Análises sísmicas
	
	

```
ER211 Grupo 2
Entroncamento das Lombadas
Secção BA1

Method for ka evaluation: Trial Wedge

-------------------------
WEDGE ANALYSIS
-------------------------
ka = 0,583
kah = 0,306
kav = 0,496
xWedge, static = 7,97 m
.........................
kas = 0,709
kash = 0,372
kasv = 0,603
.........................
xWedge, seismic = 9,10 m
.........................

-------------------------------
ANALYTICAL - STATIC (COULOMB)
-------------------------------
kp = 3,255
kph = 3,255
kpv = 0,000
.............
ka = 0,583
kah = 0,306
kav = 0,496
.............

-------------------------------------
ANALYTICAL - SEISMIC (EC8 / MONONOBE-OKABE)
-------------------------------------
kps = 3,431
kpsh = 3,431
kpsv = 0,000
.............
kas = 0,709
kash = 0,372
kasv = 0,603
.............
```

ER211 Grupo 2
Entroncamento das Lombadas
Secção BA1

STATIC LOADS - STABILITY

Loads	Status	Fh(kN/m)	Fv(kN/m)	M(kNm/m)
Wall	Favourable	0,00	429,71	971,38
Soil - back	Favourable	0,00	90,73	266,86
Soil - front	Favourable	0,00	10,64	4,97
Friction	Favourable	281,71	0,00	0,00
P-fav	Favourable	96,59	25,88	301,79
Iw - back	Unfavourable	82,37	0,00	112,57
Uplift	Unfavourable	0,00	-88,80	237,39
Ia	Unfavourable	81,74	132,37	10,05
Uniform SC	Unfavourable	16,23	26,29	27,82

STATIC SAFETY FACTORS:

- Overturning: 3,98
- Sliding: 2,10
- Foundation: 9,55

SEISMIC LOADS - STABILITY

Loads	Status	Fh(kN/m)	Fv(kN/m)	M(kNm/m)
Wall, Soils	Favourable	0,00	531,09	1243,21
Friction	Favourable	297,08	0,00	0,00
P-fav	Favourable	96,59	25,88	301,79
Wall	Unfavourable	42,97	0,00	134,26
Soil - back	Unfavourable	9,07	0,00	53,51
Soil - front	Unfavourable	1,06	0,00	1,63
Iw - back	Unfavourable	82,37	0,00	112,57
Wb1, Uplift	Unfavourable	0,00	-88,80	237,39
Ia	Unfavourable	81,74	132,37	10,05
Delta Ias	Unfavourable	17,62	28,54	58,28
Uniform SC	Unfavourable	19,73	31,96	33,81

SEISMIC SAFETY FACTORS:

- Overturning: 2,41
- Sliding: 1,55
- Foundation: 5,50

ER211 Grupo 2
Entroncamento das Lombadas
Secção BA1

FOUNDATION - GEOMETRY

- B(m): 3,600
- L(m): 1,000
- D(m): 1,800

FOUNDATION - WATER LEVELS

Above lowest foundation point:
- Dw_front(m): 0,00
- Dw_back(m): 4,10

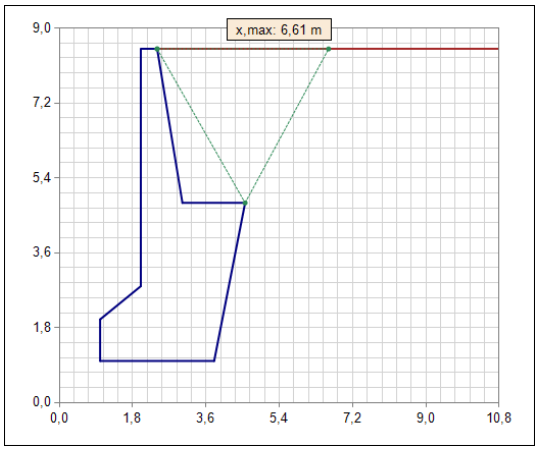
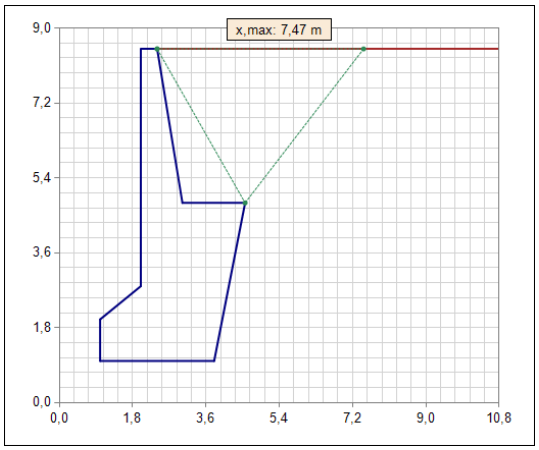
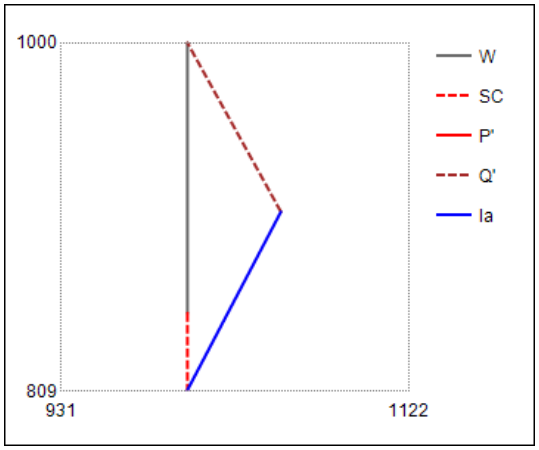
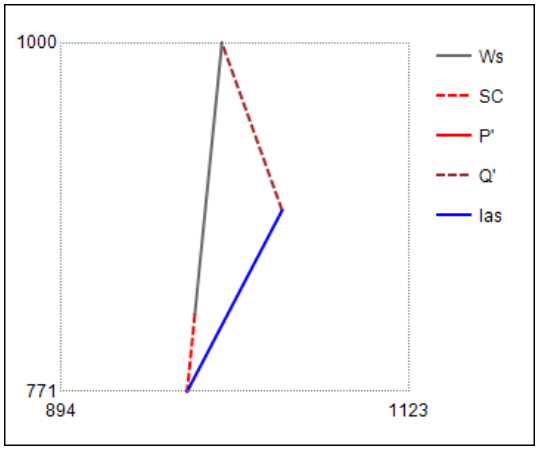
FOUNDATION - LOADS

Loads(CG)	Static	Seismic
Vk(kN/m)	626,833	661,043
Hk (B)(kN/m)	83,753	157,985
Mk (L)(kNm/m)	-28,871	286,387
eB(m)	-0,046	0,433
B'(m)	3,508	2,734
L'(m)	1,000	1,000

FOUNDATION ANALYSIS - DRAINED(HANSEN)

Results	Static	Seismic
Gamma1(kN/m3)	10,200	10,200
Gamma2(kN/m3)	19,000	19,000
q,ult(kPa)	1727,248	1375,329
q,allow(kPa)	880,724	1065,838
B,diag(m)	3,600	3,600
q,max(kPa)	187,486	316,209
q,min(kPa)	160,754	51,036
q,ref(kPa)	180,803	249,916

Secção BA2

Análises estáticas	Análises sísmicas
	
	

```
ER211 Grupo 2
Sítio dos Lameiros 1
Secção BA2

Method for ka evaluation: Trial Wedge

-------------------------
WEDGE ANALYSIS
-------------------------
ka = 0,660
kah = 0,307
kav = 0,584
xWedge, static = 6,61 m
.........................
kas = 0,804
kash = 0,374
kasv = 0,712
.........................
xWedge, seismic = 7,47 m
.........................

------------------------------
ANALYTICAL - STATIC (COULOMB)
------------------------------
kp = 3,255
kph = 3,255
kpv = 0,000
.............
ka = 0,660
kah = 0,307
kav = 0,584
.............

-------------------------------------
ANALYTICAL - SEISMIC (EC8 / MONONOBE-OKABE)
-------------------------------------
kps = 3,431
kpsh = 3,431
kpsv = 0,000
.............
kas = 0,804
kash = 0,374
kasv = 0,712
.............
```

ER211 Grupo 2
Sítio dos Lameiros 1
Secção BA2

STATIC LOADS - STABILITY

Loads	Status	Fh(kN/m)	Fv(kN/m)	M(kNm/m)
Wall	Favourable	0,00	307,78	544,76
Soil - back	Favourable	0,00	54,13	125,94
Soil - front	Favourable	0,00	7,60	2,53
Friction	Favourable	191,76	0,00	0,00
P-fav	Favourable	96,59	25,88	291,44
Iw - back	Unfavourable	70,76	0,00	89,62
Uplift	Unfavourable	0,00	-66,29	140,53
Ia	Unfavourable	39,93	75,97	-14,79
Uniform SC	Unfavourable	11,36	21,61	10,58

STATIC SAFETY FACTORS:

- Overturning: 4,27
- Sliding: 2,36
- Foundation: 9,02

SEISMIC LOADS - STABILITY

Loads	Status	Fh(kN/m)	Fv(kN/m)	M(kNm/m)
Wall, Soils	Favourable	0,00	369,51	673,24
Friction	Favourable	201,36	0,00	0,00
P-fav	Favourable	96,59	25,88	291,44
Wall	Unfavourable	30,78	0,00	79,49
Soil - back	Unfavourable	5,41	0,00	27,25
Soil - front	Unfavourable	0,76	0,00	1,17
Iw - back	Unfavourable	70,76	0,00	89,62
Wb1, Uplift	Unfavourable	0,00	-66,29	140,53
Ia	Unfavourable	39,93	75,97	-14,79
Delta Ias	Unfavourable	8,74	16,62	19,53
Uniform SC	Unfavourable	13,84	26,34	12,89

SEISMIC SAFETY FACTORS:

- Overturning: 2,71
- Sliding: 1,75
- Foundation: 9,79

ER211 Grupo 2
Sítio dos Lameiros 1
Secção BA2

FOUNDATION - GEOMETRY

- B(m): 2,800
- L(m): 1,000
- D(m): 1,800

FOUNDATION - WATER LEVELS

Above lowest foundation point:
- Dw_front(m): 0,00
- Dw_back(m): 3,80

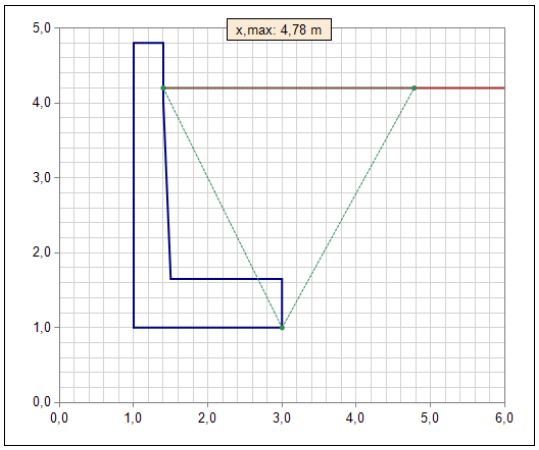
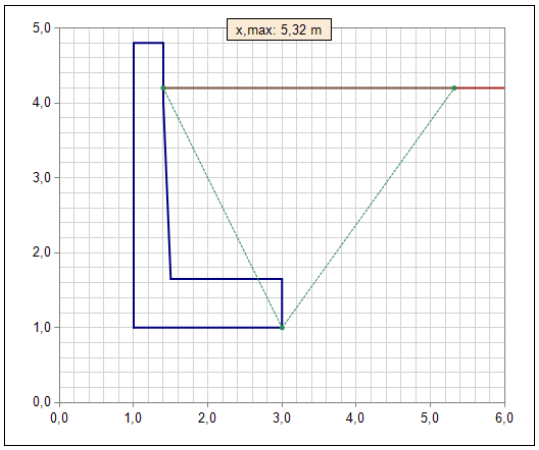
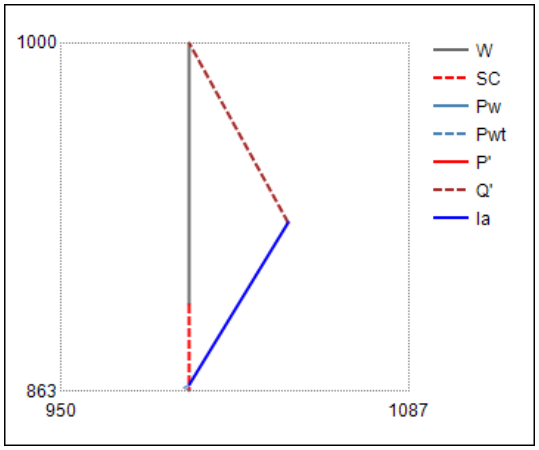
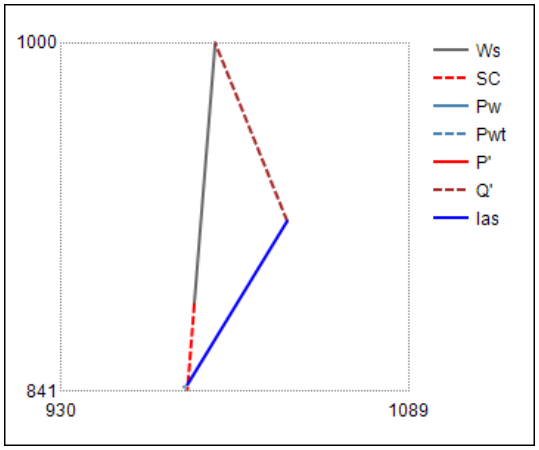
FOUNDATION - LOADS

Loads(CG)	Static	Seismic
Vk(kN/m)	426,682	448,036
Hk (B)(kN/m)	25,451	73,624
Mk (L)(kNm/m)	-141,385	18,256
eB(m)	-0,331	0,041
B'(m)	2,137	2,719
L'(m)	1,000	1,000

FOUNDATION ANALYSIS - DRAINED(HANSEN)

Results	Static	Seismic
Gamma1(kN/m3)	10,200	10,200
Gamma2(kN/m3)	19,000	19,000
q,ult(kPa)	1863,295	1634,232
q,allow(kPa)	948,748	1264,994
B,diag(m)	2,800	2,800
q,max(kPa)	260,589	173,984
q,min(kPa)	44,184	146,041
q,ref(kPa)	206,488	166,999

Secção BA3

Análises estáticas	Análises sísmicas
	
	

ER211 Grupo 2
Entroncamento das Lombadas
Secção BA3

Method for ka evaluation: Trial Wedge

WEDGE ANALYSIS
---
ka = 0,588
kah = 0,306
kav = 0,501
xWedge, static = 4,78 m
.....
kas = 0,687
kash = 0,358
kasv = 0,586
.....
xWedge, seismic = 5,32 m
.....

ANALYTICAL - STATIC (COULOMB)
---
kp = 3,255
kph = 3,255
kpv = 0,000
.....
ka = 0,588
kah = 0,306
kav = 0,501
.....

ANALYTICAL - SEISMIC (EC8 / MONONOBE-OKABE)
---
kps = 3,396
kpsh = 3,396
kpsv = 0,000
.....
kas = 0,685
kash = 0,357
kasv = 0,585
.....

ER211 Grupo 2
Entroncamento das Lombadas
Secção BA3

STATIC LOADS - STABILITY

Loads	Status	Fh(kN/m)	Fv(kN/m)	M(kNm/m)
Wall	Favourable	0,00	66,94	40,07
Soil - back	Favourable	0,00	28,46	24,43
Friction	Favourable	68,68	0,00	0,00
Iw - back	Unfavourable	2,07	0,00	0,45
Uplift	Unfavourable	0,00	-6,37	8,49
Ia	Unfavourable	29,18	47,73	-37,91
Uniform SC	Unfavourable	9,81	16,04	-3,56

STATIC SAFETY FACTORS:

- Overturning: Safe
- Sliding: 1,67
- Foundation: 6,43

SEISMIC LOADS - STABILITY

Loads	Status	Fh(kN/m)	Fv(kN/m)	M(kNm/m)
Wall, Soils	Favourable	0,00	95,40	64,50
Friction	Favourable	73,53	0,00	0,00
Wall	Unfavourable	5,36	0,00	6,79
Soil - back	Unfavourable	2,28	0,00	3,42
Iw - back	Unfavourable	2,07	0,00	0,45
Wb1, Uplift	Unfavourable	0,00	-6,37	8,49
Ia	Unfavourable	29,18	47,73	-37,91
Delta Ias	Unfavourable	4,94	8,08	3,01
Uniform SC	Unfavourable	11,47	18,76	-4,17

SEISMIC SAFETY FACTORS:

- Overturning: Safe
- Sliding: 1,33
- Foundation: 4,19

ER211 Grupo 2
Entroncamento das Lombadas
Secção BA3

FOUNDATION - GEOMETRY

- B(m): 2,000
- L(m): 1,000
- D(m): 0,650

FOUNDATION - WATER LEVELS

Above lowest foundation point:
- Dw_front(m): 0,00
- Dw_back(m): 0,65

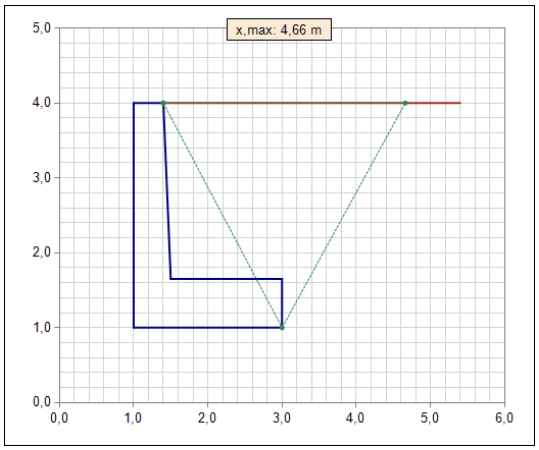
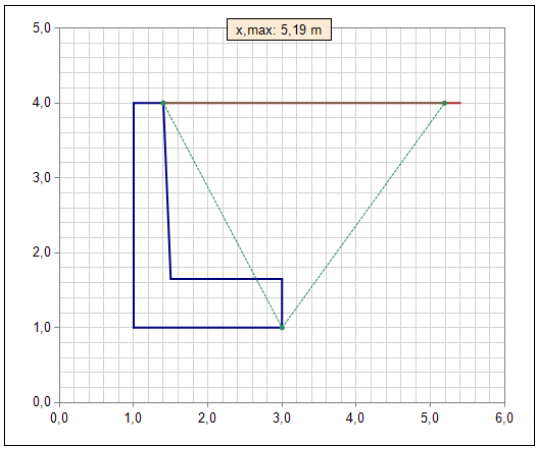
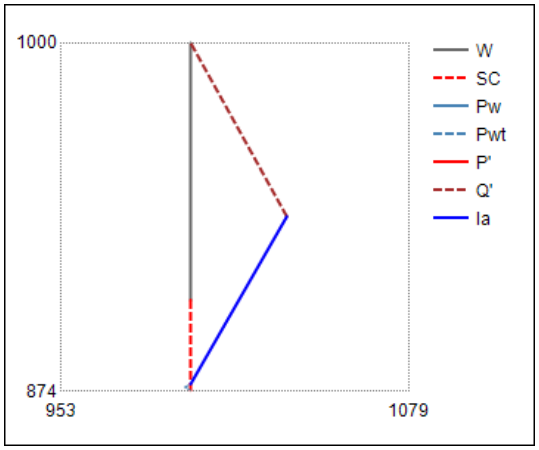
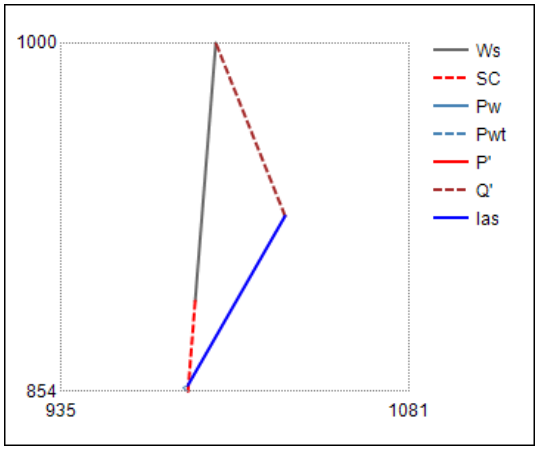
FOUNDATION - LOADS

Loads(CG)	Static	Seismic
Vk(kN/m)	152,810	163,609
Hk (B)(kN/m)	41,054	55,287
Mk (L)(kNm/m)	55,777	79,184
eB(m)	0,365	0,484
B'(m)	1,270	1,032
L'(m)	1,000	1,000

FOUNDATION ANALYSIS - DRAINED(HANSEN)

Results	Static	Seismic
Gamma1(kN/m3)	10,200	10,200
Gamma2(kN/m3)	19,000	19,000
q,ult(kPa)	774,115	664,022
q,allow(kPa)	393,233	513,636
B,diag(m)	1,905	1,548
q,max(kPa)	160,433	211,374
q,min(kPa)	0,000	0,000
q,ref(kPa)	120,325	158,530

Secção BA4

Análises estáticas	Análises sísmicas
	
	

ER211 Grupo 2
Sítio dos Lameiros 1
Secção BA4

Method for ka evaluation: Trial Wedge

WEDGE ANALYSIS
---
ka = 0,616
kah = 0,307
kav = 0,534
xWedge, static = 4,66 m
.....
kas = 0,720
kash = 0,359
kasv = 0,624
.....
xWedge, seismic = 5,19 m
.....

ANALYTICAL - STATIC (COULOMB)
---
kp = 3,255
kph = 3,255
kpv = 0,000
.....
ka = 0,616
kah = 0,307
kav = 0,534
.....

ANALYTICAL - SEISMIC (EC8 / MONONOBE-OKABE)
---
kps = 3,396
kpsh = 3,396
kpsv = 0,000
.....
kas = 0,718
kash = 0,358
kasv = 0,622
.....

ER211 Grupo 2
Sítio dos Lameiros 1
Secção BA4

STATIC LOADS - STABILITY

Loads	Status	Fh(kN/m)	Fv(kN/m)	M(kNm/m)
Wall	Favourable	0,00	58,94	38,47
Soil - back	Favourable	0,00	25,74	21,91
Friction	Favourable	62,39	0,00	0,00
Iw - back	Unfavourable	2,07	0,00	0,45
Uplift	Unfavourable	0,00	-6,37	8,49
Ia	Unfavourable	25,62	44,51	-38,70
Uniform SC	Unfavourable	9,21	16,01	-5,39

STATIC SAFETY FACTORS:

- Overturning: Safe
- Sliding: 1,69
- Foundation: 7,80

SEISMIC LOADS - STABILITY

Loads	Status	Fh(kN/m)	Fv(kN/m)	M(kNm/m)
Wall, Soils	Favourable	0,00	84,68	60,38
Friction	Favourable	67,02	0,00	0,00
Wall	Unfavourable	4,72	0,00	4,61
Soil - back	Unfavourable	2,06	0,00	2,95
Iw - back	Unfavourable	2,07	0,00	0,45
Wb1, Uplift	Unfavourable	0,00	-6,37	8,49
Ia	Unfavourable	25,62	44,51	-38,70
Delta Ias	Unfavourable	4,36	7,57	1,66
Uniform SC	Unfavourable	10,78	18,73	-6,30

SEISMIC SAFETY FACTORS:

- Overturning: Safe
- Sliding: 1,35
- Foundation: 5,40

ER211 Grupo 2
Sítio dos Lameiros 1
Secção BA4

FOUNDATION - GEOMETRY

- B(m): 2,000
- L(m): 1,000
- D(m): 0,650

FOUNDATION - WATER LEVELS

Above lowest foundation point:
- Dw_front(m): 0,00
- Dw_back(m): 0,65

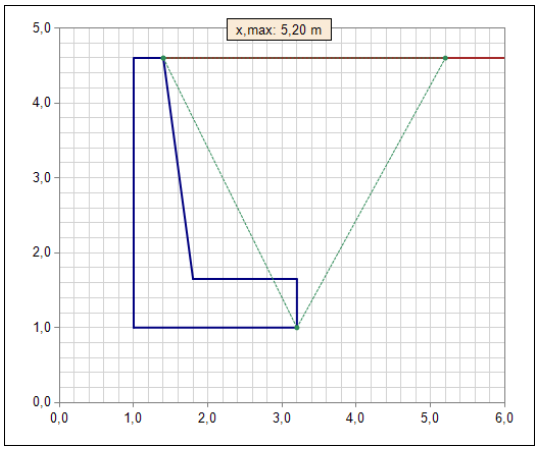
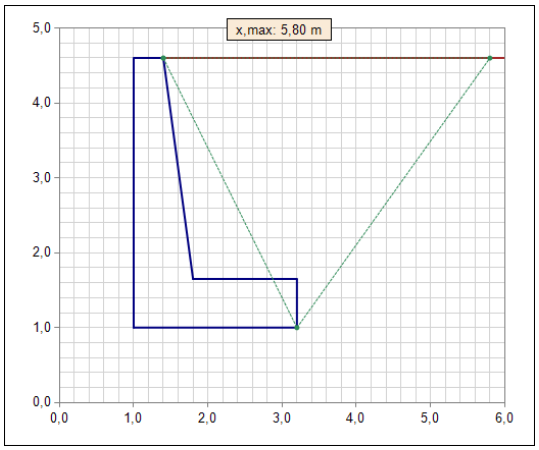
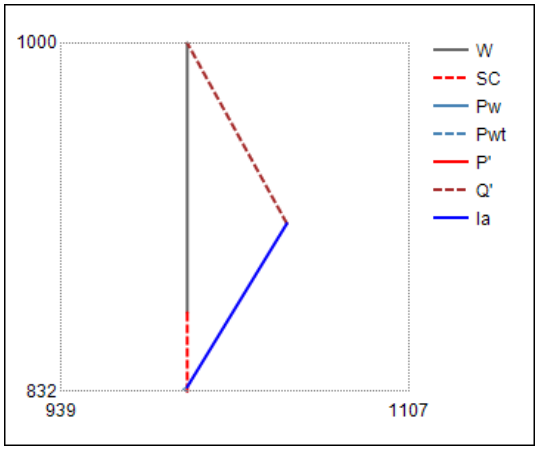
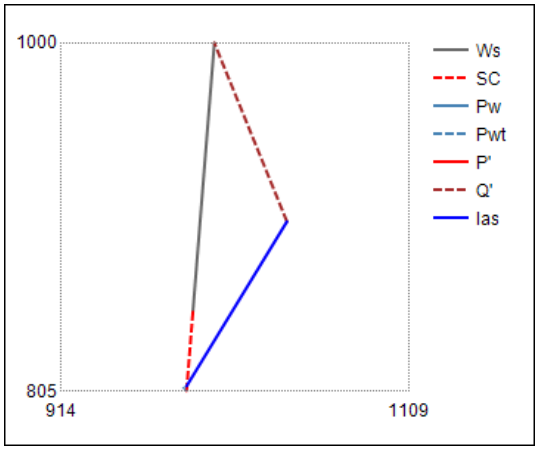
FOUNDATION - LOADS

Loads(CG)	Static	Seismic
Vk(kN/m)	138,825	149,117
Hk (B)(kN/m)	36,907	49,607
Mk (L)(kNm/m)	43,302	61,902
eB(m)	0,312	0,415
B'(m)	1,376	1,170
L'(m)	1,000	1,000

FOUNDATION ANALYSIS - DRAINED(HANSEN)

Results	Static	Seismic
Gamma1(kN/m3)	10,200	10,200
Gamma2(kN/m3)	19,000	19,000
q,ult(kPa)	794,509	688,676
q,allow(kPa)	403,429	532,601
B,diag(m)	2,000	1,755
q,max(kPa)	134,366	169,970
q,min(kPa)	4,459	0,000
q,ref(kPa)	101,889	127,478

Secção BA5

Análises estáticas	Análises sísmicas
	
	

ER211 Grupo 2
Sítio dos Lameiros 2
Secção BA5

Method for ka evaluation: Trial Wedge

WEDGE ANALYSIS
---
ka = 0,588
kah = 0,306
kav = 0,501
xWedge, static = 5,20 m
.....
kas = 0,687
kash = 0,358
kasv = 0,586
.....
xWedge, seismic = 5,80 m
.....

ANALYTICAL - STATIC (COULOMB)
---
kp = 3,255
kph = 3,255
kpv = 0,000
.....
ka = 0,588
kah = 0,306
kav = 0,501
.....

ANALYTICAL - SEISMIC (EC8 / MONONOBE-OKABE)
---
kps = 3,396
kpsh = 3,396
kpsv = 0,000
.....
kas = 0,685
kash = 0,357
kasv = 0,585
.....

ER211 Grupo 2
Sítio dos Lameiros 2
Secção BA5

STATIC LOADS - STABILITY

Loads	Status	Fh(kN/m)	Fv(kN/m)	M(kNm/m)
Wall	Favourable	0,00	80,00	53,09
Soil - back	Favourable	0,00	30,13	30,88
Friction	Favourable	81,73	0,00	0,00
Iw - back	Unfavourable	2,07	0,00	0,45
Uplift	Unfavourable	0,00	-7,01	10,28
Ia	Unfavourable	37,10	60,69	-51,45
Uniform SC	Unfavourable	11,03	18,05	-3,61

STATIC SAFETY FACTORS:

- Overturning: Safe
- Sliding: 1,63
- Foundation: 5,92

SEISMIC LOADS - STABILITY

Loads	Status	Fh(kN/m)	Fv(kN/m)	M(kNm/m)
Wall, Soils	Favourable	0,00	110,13	83,97
Friction	Favourable	87,70	0,00	0,00
Wall	Unfavourable	6,40	0,00	7,87
Soil - back	Unfavourable	2,41	0,00	3,94
Iw - back	Unfavourable	2,07	0,00	0,45
Wb1, Uplift	Unfavourable	0,00	-7,01	10,28
Ia	Unfavourable	37,10	60,69	-51,45
Delta Ias	Unfavourable	6,26	10,25	4,80
Uniform SC	Unfavourable	12,89	21,10	-4,21

SEISMIC SAFETY FACTORS:

- Overturning: Safe
- Sliding: 1,31
- Foundation: 3,86

ER211 Grupo 2
Sítio dos Lameiros 2
Secção BA5

FOUNDATION - GEOMETRY

- B(m): 2,200
- L(m): 1,000
- D(m): 0,650

FOUNDATION - WATER LEVELS

Above lowest foundation point:
- Dw_front(m): 0,00
- Dw_back(m): 0,65

FOUNDATION - LOADS

Loads(CG)	Static	Seismic
Vk(kN/m)	181,858	195,151
Hk (B)(kN/m)	50,198	67,134
Mk (L)(kNm/m)	71,738	102,358
eB(m)	0,394	0,525
B'(m)	1,411	1,151
L'(m)	1,000	1,000

FOUNDATION ANALYSIS - DRAINED(HANSEN)

Results	Static	Seismic
Gamma1(kN/m3)	10,200	10,200
Gamma2(kN/m3)	19,000	19,000
q,ult(kPa)	763,512	653,954
q,allow(kPa)	387,931	505,892
B,diag(m)	2,117	1,726
q,max(kPa)	171,842	226,069
q,min(kPa)	0,000	0,000
q,ref(kPa)	128,881	169,552

Anexo 2

Dimensionamento estrutural dos muros de suporte

DIACalc®

IDENTIFICATION

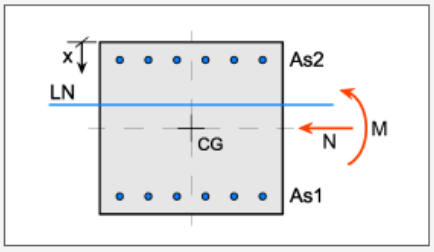
PROJECT	ER211 Grupo 2
CASE	Secção BA1

CROSS SECTION

Width, b (m)	1,000
Depth, h (m)	1,250

CONCRETE

Concr cover (m)	0,050
fcd (MPa)	20,0
σ_{cd}^{max} / fcd (-)	0,85
$\lvert\varepsilon\rvert^{max}$ (-)	0,0035



STEEL FIBRES

fR,1k (kPa)	-
fR,2k (kPa)	-
fR,3k (kPa)	-
fR,4k (kPa)	-

STEEL REBARS

fsyd (MPa)	435	As2 (Top)	Ø16mm // 0,15m
$\lvert\varepsilon\rvert^{max}$ (-)	0,0250	As1 (Bot)	Ø16mm // 0,15m + Ø12mm // 0,15m

DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04

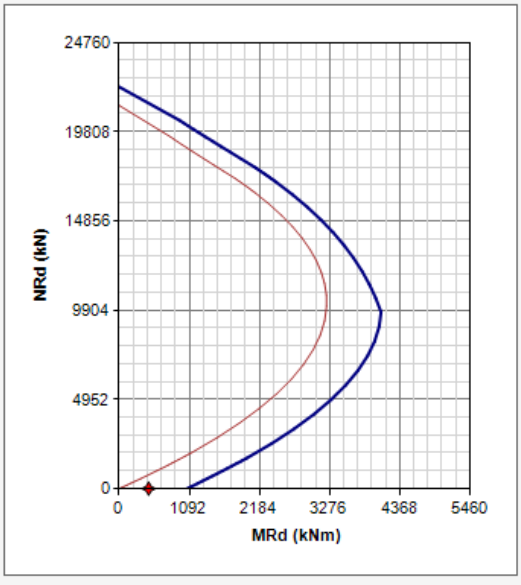
Licensed to: Diaclase

INTERNAL FORCES

MSd (kNm)	458,58	μ (–)	0,015
NSd (kN)	0,00	ν (–)	0,000
VSd (kN)	233,18		

STEEL REBARS

As2 (cm²)	13,40	d2 (m)	0,057
As1 (cm²)	20,94	d1 (m)	0,057
As,tot (cm²)	34,35	ω (–)	0,06
As,min (cm²)	14,06		
Stirrups ---> Asw/s (cm²/m)			-



MRd (kNm) - Referring to NSd

No fibres	-681,41	1057,73
With fibres	-	-

VRd (kN) - Shear

Concr (VRd,c)	292,53	Stirrups (VRd,s)	-
Concr + Fibres	292,53	$\alpha_{stirrups}$ (º)	-

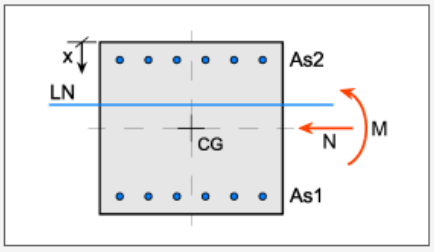
DIACalc®

IDENTIFICATION

PROJECT	ER211 Grupo 2
CASE	Secção BA2

CROSS SECTION

Width, b (m)	1,000
Depth, h (m)	1,000



STEEL FIBRES

fR,1k (kPa)	-
fR,2k (kPa)	-
fR,3k (kPa)	-
fR,4k (kPa)	-

CONCRETE

Concr cover (m)	0,050
fcd (MPa)	20,0
σ_{cd}^{max} / fcd (-)	0,85
$\lvert\varepsilon\rvert^{max}$ (-)	0,0035

STEEL REBARS

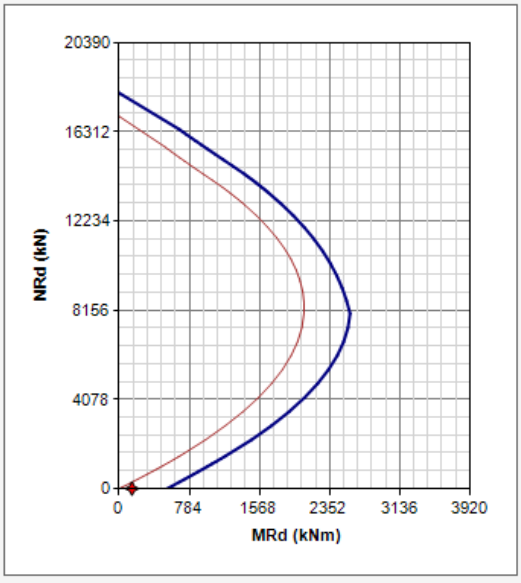
fsyd (MPa)	435	As2 (Top)	Ø16mm // 0,15m
$\lvert\varepsilon\rvert^{max}$ (-)	0,0250	As1 (Bot)	Ø16mm // 0,15m

DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04

Licensed to: Diaclase

INTERNAL FORCES

MSd (kNm)	142,91	μ (–)	0,007
NSd (kN)	0,00	ν (–)	0,000
VSd (kN)	101,18		



STEEL REBARS

As2 (cm²)	13,40	d2 (m)	0,058
As1 (cm²)	13,40	d1 (m)	0,058
As,tot (cm²)	26,81	ω (–)	0,06
As,min (cm²)	11,40		
Stirrups ---> Asw/s (cm²/m)			-

MRd (kNm) - Referring to NSd

No fibres	-536,96	536,96
With fibres	-	-

VRd (kN) - Shear

Concr (VRd,c)	227,73	Stirrups (VRd,s)	-
Concr + Fibres	227,73	$\alpha_{stirrups}$ (º)	-

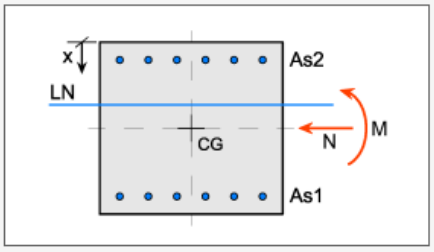
DIACalc®

IDENTIFICATION

PROJECT	ER211 Grupo 2
CASE	Secção BA3

CROSS SECTION

Width, b (m)	1,000
Depth, h (m)	0,500



STEEL FIBRES

fR,1k (kPa)	-
fR,2k (kPa)	-
fR,3k (kPa)	-
fR,4k (kPa)	-

CONCRETE

Concr cover (m)	0,050
fcd (MPa)	20,0
σ_{cd}^{max} / fcd (-)	0,85
$\lvert\varepsilon\rvert^{max}$ (-)	0,0035

STEEL REBARS

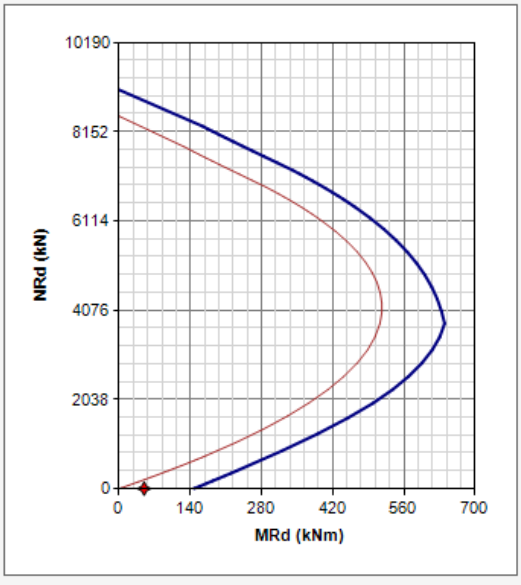
fsyd (MPa)	435	As2 (Top)	Ø12mm // 0,15m
$\lvert\varepsilon\rvert^{max}$ (-)	0,0250	As1 (Bot)	Ø12mm // 0,15m

DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04

Licensed to: Diaclase

INTERNAL FORCES

MSd (kNm)	49,02	μ (–)	0,010
NSd (kN)	0,00	ν (–)	0,000
VSd (kN)	52,52		



STEEL REBARS

As2 (cm²)	7,54	d2 (m)	0,056
As1 (cm²)	7,54	d1 (m)	0,056
As,tot (cm²)	15,08	ω (–)	0,07
As,min (cm²)	6,04		
Stirrups ---> Asw/s (cm²/m)			-

MRd (kNm) - Referring to NSd

No fibres	-146,97	146,97
With fibres	-	-

VRd (kN) - Shear

Concr (VRd,c)	183,88	Stirrups (VRd,s)	-
Concr + Fibres	183,88	$\alpha_{stirrups}$ (º)	-

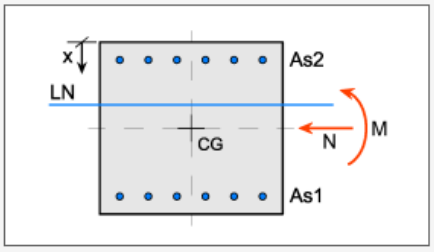
DIACalc®

IDENTIFICATION

PROJECT	ER211 Grupo 2
CASE	Secção BA4

CROSS SECTION

Width, b (m)	1,000
Depth, h (m)	0,500



STEEL FIBRES

fR,1k (kPa)	-
fR,2k (kPa)	-
fR,3k (kPa)	-
fR,4k (kPa)	-

CONCRETE

Concr cover (m)	0,050
fcd (MPa)	20,0
σ_{cd}^{max} / fcd (-)	0,85
$\lvert\varepsilon\rvert^{max}$ (-)	0,0035

STEEL REBARS

fsyd (MPa)	435	As2 (Top)	Ø12mm // 0,15m
$\lvert\varepsilon\rvert^{max}$ (-)	0,0250	As1 (Bot)	Ø12mm // 0,15m

DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04

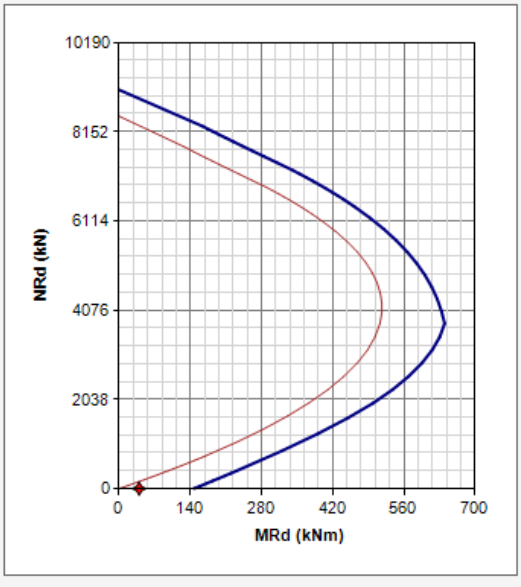
Licensed to: Diaclase

INTERNAL FORCES

MSd (kNm)	39,24	μ (–)	0,008
NSd (kN)	0,00	ν (–)	0,000
VSd (kN)	45,29		

STEEL REBARS

As2 (cm²)	7,54	d2 (m)	0,056
As1 (cm²)	7,54	d1 (m)	0,056
As,tot (cm²)	15,08	ω (–)	0,07
As,min (cm²)	6,04		
Stirrups --->	Asw/s (cm²/m)		-



MRd (kNm) - Referring to NSd

No fibres	-146,97	146,97
With fibres	-	-

VRd (kN) - Shear

Concr (VRd,c)	183,88	Stirrups (VRd,s)	-
Concr + Fibres	183,88	$\alpha_{stirrups}$ (º)	-

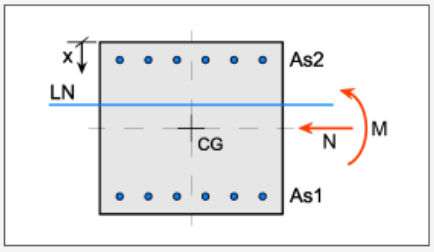
DIACalc®

IDENTIFICATION

PROJECT	ER211 Grupo 2
CASE	Secção BA5

CROSS SECTION

Width, b (m)	1,000
Depth, h (m)	0,800



STEEL FIBRES

fR,1k (kPa)	-
fR,2k (kPa)	-
fR,3k (kPa)	-
fR,4k (kPa)	-

CONCRETE

Concr cover (m)	0,050
fcd (MPa)	20,0
σ_{cd}^{max} / fcd (-)	0,85
$\lvert\varepsilon\rvert^{max}$ (-)	0,0035

STEEL REBARS

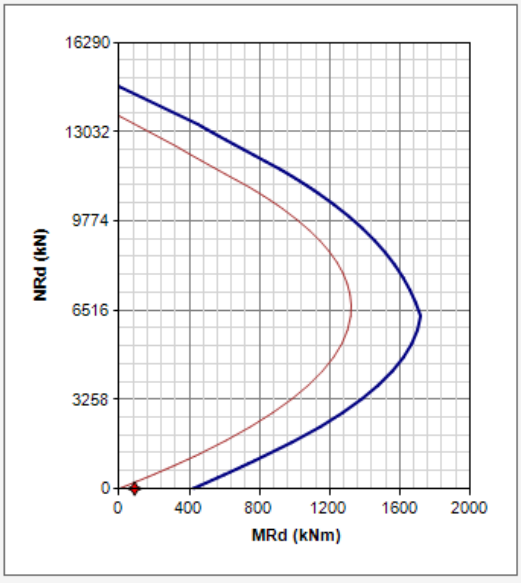
fsyd (MPa)	435	As2 (Top)	Ø16mm // 0,15m
$\lvert\varepsilon\rvert^{max}$ (-)	0,0250	As1 (Bot)	Ø16mm // 0,15m

DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04

Licensed to: Diaclase

INTERNAL FORCES

MSd (kNm)	87,77	μ (–)	0,007
NSd (kN)	0,00	ν (–)	0,000
VSd (kN)	77,43		



STEEL REBARS

As2 (cm²)	13,40	d2 (m)	0,058
As1 (cm²)	13,40	d1 (m)	0,058
As,tot (cm²)	26,81	ω (–)	0,07
As,min (cm²)	9,26		
Stirrups ---> Asw/s (cm²/m)			-

MRd (kNm) - Referring to NSd

No fibres	-421,96	421,96
With fibres	-	-

VRd (kN) - Shear

Concr (VRd,c)	212,31	Stirrups (VRd,s)	-
Concr + Fibres	212,31	$\alpha_{stirrups}$ (º)	-

Anexo 3

Análises de estabilidade dos taludes

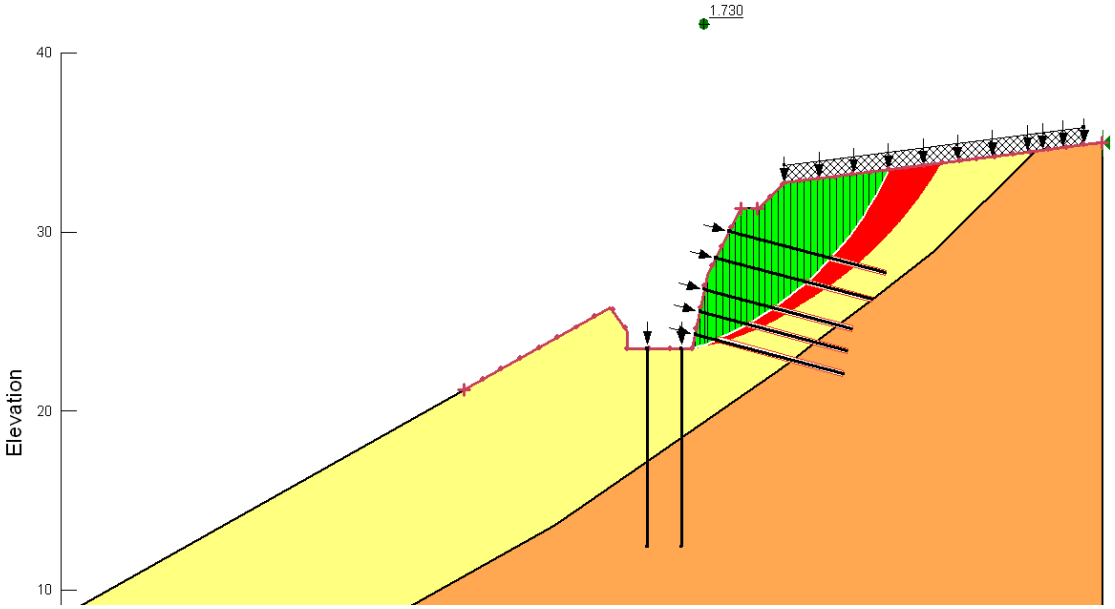


Figura A3.1 - Análise estática. Situação crítica envolvendo o talude e a estrada (FS =1,73)

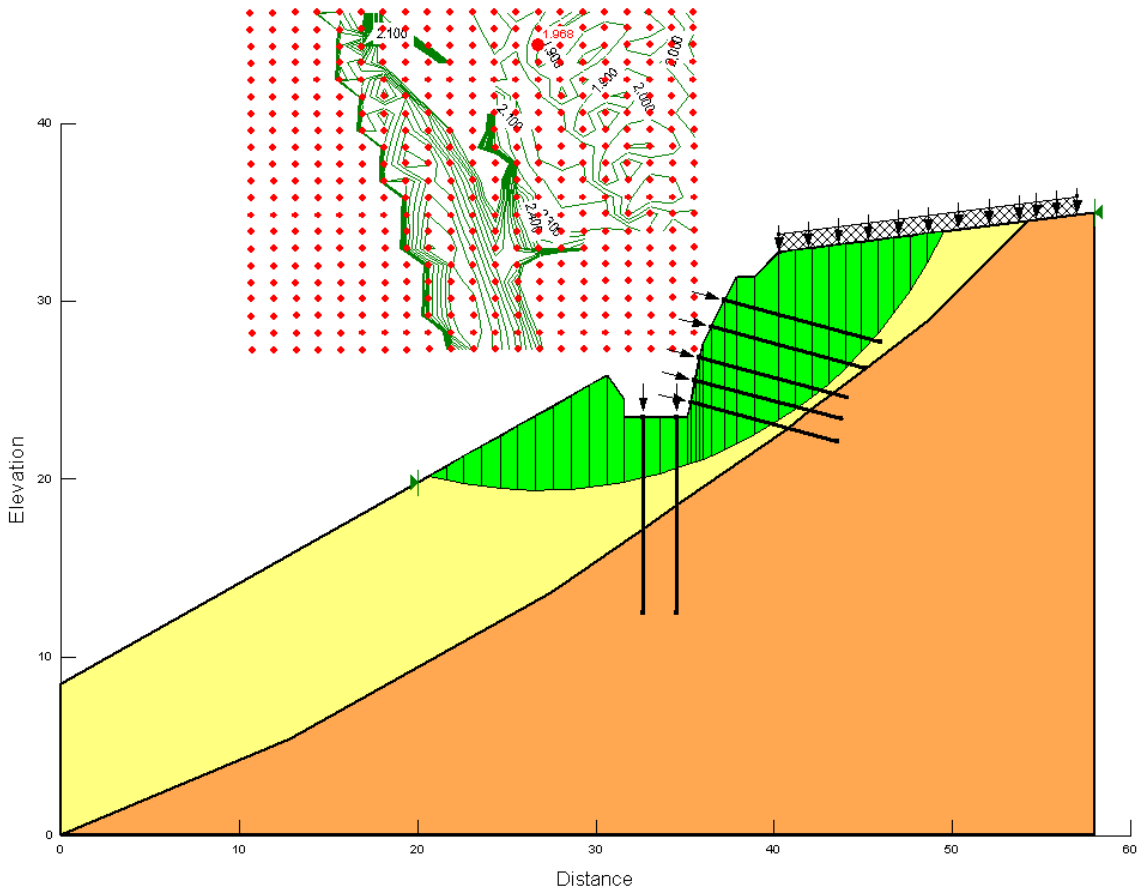


Figura A3.2 - Análise estática. Situação crítica envolvendo toda a área do muro (FS =1,97)

Anexo 4

Cálculos da directriz e da rasante

Desenhos