



**PROJECTO DE REGULARIZAÇÃO DO TROÇO FINAL
DA RIBEIRA DA MADALENA DO MAR**

PROJECTO DE EXECUÇÃO

**MEMÓRIA DESCRITIVA
E JUSTIFICATIVA**

PROJETO DE REGULARIZAÇÃO DO TROÇO FINAL DA RIBEIRA

DA MADALENA DO MAR

PROJETO DE EXECUÇÃO

VOLUME 1 – MEMÓRIA DESCRITIVA E JUSTIFICATIVA

ÍNDICE DE VOLUMES

VOLUME 1 – MEMÓRIA DESCRITIVA E JUSTIFICATIVA

VOLUME 2 – PEÇAS DESENHADAS

VOLUME 3 – MAPA DE QUANTIDADES DE TRABALHO

VOLUME 4 – ESPECIFICAÇÕES TÉCNICAS

VOLUME 5 – PLANO DE SEGURANÇA E SAÚDE

VOLUME 6 – COMPILAÇÃO TÉCNICA

VOLUME 7 – PLANO DE PREVENÇÃO E GESTÃO DE RESÍDUOS DE CONSTRUÇÃO
E DEMOLIÇÃO

**PROJECTO DE REGULARIZAÇÃO DO TROÇO FINAL DA RIBEIRA
DA MADALENA DO MAR**

PROJECTO DE EXECUÇÃO

VOLUME 1 – MEMÓRIA DESCRITIVA E JUSTIFICATIVA

ÍNDICES

TEXTO	Pág.
ÍNDICE DE VOLUMES	I
1 INTRODUÇÃO.....	1
2 OCORRÊNCIAS RECENTES.....	3
3 IDENTIFICAÇÃO DAS OBRAS A REALIZAR	5
4 ESTUDO HIDROLÓGICO.....	7
4.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS	7
4.2 CARACTERIZAÇÃO GERAL DA BACIA HIDROGRÁFICA	7
4.2.1 Hidrografia.....	7
4.2.2 Geomorfologia.....	9
4.3 ESTUDO DAS CHEIAS	12
4.3.1 Tempo de concentração.....	12
4.3.2 Precipitações intensas.....	15
4.3.3 Caudais de ponta de cheia	25
5 ESTUDO HIDRÁULICO.....	27
5.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS	27
5.2 CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO	27
5.3 SITUAÇÃO ACTUAL	29
5.4 SITUAÇÃO APÓS IMPLEMENTAÇÃO DAS INTERVENÇÕES PROPOSTAS	38
5.5 ANÁLISE DAS CONDIÇÕES DE ESCOAMENTO	47
5.5.1 Situação actual.....	47
5.5.2 Situação após implementação das intervenções propostas.....	48
6 CONDIÇÕES GEOLÓGICO-GEOTÉCNICAS	51
6.1 ENQUADRAMENTO GEOLÓGICO	51
6.2 RECONHECIMENTO GEOLÓGICO DE SUPERFÍCIE	55

6.3	PROSPECÇÃO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICA.....	59
6.4	TRABALHOS DE PROSPECÇÃO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICAERRO! MARCADOR NÃO DEFINID	
6.4.1	Considerações iniciais	59
6.4.2	Programa de Prospecção Geológico-Geotécnico	59
7	INTERVENÇÕES A REALIZAR	61
7.1	CANAL.....	61
7.2	PONTES.....	70
7.2.1	Considerações gerais	70
7.2.2	Descrição das pré-existências construtivas	70
7.2.3	Obras de arte a edificar	73
7.3	INFRA-ESTRUTURAS RODOVIÁRIAS	73
7.4	SERVIÇOS AFECTADOS.....	74
7.5	ESTABILIZAÇÃO DE TALUDES.....	74
7.5.1	Considerações introdutórias	74
7.5.2	Zona 1 – Pk 0+250 a Pk 0+295	75
7.5.3	Zona 2 – Pk 0+385 a Pk 0+400	77
7.5.4	Zona 3 – Pk 0+420 a Pk 0+480	82
8	DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL DAS INTERVENÇÕES NO CANAL.....	85
8.1	CONSIDERAÇÕES GERAIS	85
8.2	MATERIAIS	85
8.3	QUANTIFICAÇÃO DE ACÇÕES.....	86
8.3.1	Considerações gerais	86
8.3.2	Acções de carácter permanente (G)	86
8.3.3	Acções variáveis (Q).....	89
8.3.4	Acção de acidente (A)	89
8.3.5	Acção sísmica (E).....	89
8.4	COMBINAÇÕES DE ACÇÕES	90
8.5	MODELOS DE CÁLCULO	92
8.6	VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA ESTRUTURAL DOS MUROS	92
9	VERIFICAÇÕES DE SEGURANÇA NAS PONTES.....	95
9.1	CONSIDERAÇÕES GERAIS	95
9.2	DESCRIÇÃO GERAL DAS OBRAS DE ARTE.....	95
9.2.1	Ponte RMM1.....	95
9.2.2	Pontes RMM2 e RMM4	95
9.2.3	Pontes RMM3 e RRM5.....	96
9.3	MATERIAIS	96
9.4	QUANTIFICAÇÃO DE ACÇÕES.....	96
9.4.1	Considerações gerais	96
9.4.2	Acções de carácter permanente (G)	96
9.4.3	Acções variáveis (Q).....	98
9.4.4	Sobrecargas verticais em pontes pedonais (SC _P).....	99

9.5	COMBINAÇÕES DE ACÇÕES	99
9.6	MODELOS DE CÁLCULO	100
9.7	VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA ESTRUTURAL DAS PONTES	101
9.7.1	Considerações gerais	101
9.7.2	Ponte RMM1	101
9.7.3	Pontes RMM2 e RMM4	102
9.7.4	Pontes RMM3 e RMM5	105
10	BIBLIOGRAFIA	106

FIGURAS	Pág.
Figura 4.1 – Ribeira da Madalena do Mar. Perfil longitudinal.	8
Figura 4.2 – Bacia hidrográfica da ribeira da Madalena do Mar. Rede hidrográfica.	9
Figura 4.3 – Bacia hidrográfica da ribeira da Madalena do Mar. Carta hipsométrica.....	10
Figura 4.4 – Bacia hidrográfica da ribeira da Madalena do Mar. Curva hipsométrica.	11
Figura 4.5 – Bacia hidrográfica da ribeira da Madalena do Mar. Histograma de declives.	11
Figura 4.6 – Bacia hidrográfica da ribeira da Madalena do Mar. Carta de declives.	12
Figura 4.7 – Postos udométricos. Distribuição espacial.	17
Figura 4.8 – Polígonos de Thiessen.....	20
Figura 4.9 – Carta de isoietas diárias máximas anuais com T = 100 anos.....	22
Figura 4.10 – Relação altitude-precipitação. Postos udométricos com influência na bacia hidrográfica e postos vizinhos.	23
Figura 4.11 – Relação altitude-precipitação. Postos udométricos existentes na vertente sul da ilha da Madeira.....	24
Figura 5.1 – Situação actual. Cenário A – leito com definição dos travessões. Cotas da superfície livre, talvegue e topo dos muros ($Q_{T=100 \text{ anos}}=250 \text{ m}^3/\text{s}$).....	31
Figura 5.2 – Situação actual. Cenário A – leito com definição dos travessões. Altura de escoamento ($Q_{T=100 \text{ anos}}=250 \text{ m}^3/\text{s}$).....	33
Figura 5.3 – Situação actual. Cenário A – leito com definição dos travessões. Velocidade de escoamento ($Q_{T=100 \text{ anos}}=250 \text{ m}^3/\text{s}$).....	33
Figura 5.4 – Situação actual. Cenário B – leito definido pelas cristas dos travessões. Cotas da superfície livre, talvegue e topo dos muros ($Q_{T=100 \text{ anos}}=250 \text{ m}^3/\text{s}$).....	35
Figura 5.5 – Situação actual. Cenário B – leito definido pelas cristas dos travessões. Altura de escoamento ($Q_{T=100 \text{ anos}}=250 \text{ m}^3/\text{s}$).....	37
Figura 5.6 – Situação actual. Cenário B – leito definido pelas cristas dos travessões. Velocidade de escoamento ($Q_{T=100 \text{ anos}}=250 \text{ m}^3/\text{s}$).....	37
Figura 5.7 – Intervenções propostas. Cenário A – leito com definição dos travessões. Altura de escoamento ($Q_{T=100 \text{ anos}}=250 \text{ m}^3/\text{s}$).....	38
Figura 5.8 – Intervenções propostas. Cenário A – leito com definição dos travessões. Velocidade de escoamento ($Q_{T=100 \text{ anos}}=250 \text{ m}^3/\text{s}$).....	39

Figura 5.9 – Intervenções propostas. Cenário A – leito com definição dos travessões. Cotas da superfície livre, talvegue e topo dos muros ($Q_{T = 100 \text{ anos}} = 250 \text{ m}^3/\text{s}$).....	41
Figura 5.10 – Intervenções propostas. Cenário B – leito definido pelas cristas dos travessões. Altura de escoamento ($Q_{T = 100 \text{ anos}} = 250 \text{ m}^3/\text{s}$).....	43
Figura 5.11 – Intervenções propostas. Cenário B – leito definido pelas cristas dos travessões. Velocidade de escoamento ($Q_{T = 100 \text{ anos}} = 250 \text{ m}^3/\text{s}$).....	43
Figura 5.12 – Intervenções propostas. Cenário B – leito definido pelas cristas dos travessões. Cotas da superfície livre, talvegue e topo dos muros ($Q_{T = 100 \text{ anos}} = 250 \text{ m}^3/\text{s}$).....	45
Figura 7.1 – Troço terminal da ribeira da Madalena do Mar. Definição dos muros. Perfil Longitudinal (sem escala).....	66
Figura 7.2 – Troço terminal da ribeira da Madalena do Mar. Definição dos muros. Corte transversal AA' (sem escala).	66
Figura 7.3 – Regularização da soleira em betão ciclópico. Secção tipo (sem escala).	69
Figura 7.4 – Ponte RMM1: a) Localização da ponte pedonal. b) Vista de montante com o passadiço a desactivar.	71
Figura 7.5 – Ponte RMM2: a) Vista de jusante. b) Encontro a reposicionar.....	71
Figura 7.6 – Ponte RMM3: a) Vista geral. b) Vista de montante.....	72
Figura 7.7 – Ponte RMM4: a) Vista sobre a ponte. b) Vista de montante.	72
Figura 7.8 – Ponte RMM5: a) Vista geral. b) Encontro esquerdo.	73
Figura 7.9 – Verificação da segurança por perda de estabilidade global. Situação estática. Fase de construção. Superfície de deslizamento crítica.	77
Figura 7.10 – Verificação da segurança por perda de estabilidade global. Situação estática. Fase de construção. Superfície de deslizamento crítica.	79
Figura 7.11 – Verificação da segurança por perda de estabilidade global. Situação estática. Fase de exploração. Superfície de deslizamento crítica.	80
Figura 7.12 – Verificação da segurança por perda de estabilidade global. Situação pseudo-estática. Fase de exploração. Superfície de deslizamento crítica.	81
Figura 7.13 – Zona 3. Margem esquerda. Verificação da segurança por perda de estabilidade global. Situação estática. Fase de construção. Superfície de deslizamento crítica.....	83
Figura 7.14 – Zona 3. Margem direita. Verificação da segurança por perda de estabilidade global. Situação estática. Fase de exploração. Superfície de deslizamento crítica.....	84
Figura 9.1 – Veículo tipo segundo RSA.	98
Figura 9.2 – Modelos de elementos finitos das pontes RMM1 (esquerda) e RMM2 e RMM4 (direita).....	100

FOTOGRAFIAS

Pág.

Fotografia 2.1 – Assoreamento e transbordamento ocorrido na foz da ribeira da Madalena do Mar (20/02/2010).....	3
Fotografia 6.1 – Desnível na zona de confluência da Ribeira do Poço da Urze com a Ribeira da Madalena do Mar	51

Fotografia 6.2 – Disjunção em forma de bola dos basaltos no planalto Paul da Serra	52
Fotografia 6.3 – Extracto da Carta Geológica de Portugal, Ilha da Madeira, Folha B. (sem escala - escala original 1 / 50 000).	54
Fotografia 6.4 – Cascalheiras de praia na zona da foz da Ribeira da Madalena do Mar.	55
Fotografia 6.5 – Fundo da ribeira revestido por materiais aluvionares grosseiros	55
Fotografia 6.6 - Afloramento de tufo brechóide na margem esquerda.....	56
Fotografia 6.7 - Afloramento de tufos brechóides na margem direita.	56
Fotografia 6.8 – Zona de potencial instabilização.	57
Fotografia 6.9 – Sobreescavação da fundação dos muros.....	58
Fotografia 6.10 – Zonas onde o muro se encontra parcialmente destruído.....	58
Fotografia 7.1 - Ponte Pedonal sobre a foz da ribeira da Madalena do Mar: a) e b) Antes e após a cheia de Fevereiro de 2010, respectivamente; c) e d) Antes e após a cheia de Outubro de 2010, respectivamente.....	62
Fotografia 7.2 – Ribeira da Madalena do Mar. Deposição do material sólido em alguns trechos do troço em estudo (situação actual).	62
Fotografia 7.3 – Zona de construção do muro do lado esquerdo.	63
Fotografia 7.4 – Zonas onde se prevê a demolição e reconstrução das muralhas existentes.....	64
Fotografia 7.5 – Zona onde se pretende regularizar a soleira.	64
Fotografia 7.6 – Localização da rampa de acesso à ribeira na margem esquerda (vista de jusante para montante).....	65
Fotografia 7.7 – Levada a repor na margem esquerda, localizada a montante da ponte RMM4.	65

QUADROS	Pág.
Quadro 4.1 – Características da linha de água principal.	14
Quadro 4.2 – Tempos de concentração.	14
Quadro 4.3 – Postos udométricos. Altitude e precipitação diária máxima anual (T = 100 anos).....	15
Quadro 4.4 – Método de Thiessen. Pesos dos postos udométricos.....	20
Quadro 4.5 – Precipitação diária máxima anual com T = 100 anos.	24
Quadro 4.6 – Relações entre as precipitações máximas com durações inferiores ao dia e a precipitação diária máxima anual (T = 100 anos).	25
Quadro 4.7 – Precipitação máxima com duração de tc e T = 100 anos.	25
Quadro 4.8 – Coeficientes da fórmula racional.	26
Quadro 4.9 – Caudais de ponta de cheia com T = 100 anos.	26
Quadro 5.1 – Intervenções propostas. Características do escoamento obtidas nos Cenários A e B (valores máximos, mínimos e médios).....	48
Quadro 6.1 – Sondagens mecânicas a realizar. Características.	60
Quadro 7.1 – Características mecânicas dos materiais a escavar.	76
Quadro 8.1 – Peso volúmico dos materiais.....	87
Quadro 8.2 - Coeficientes de segurança parciais –STR/GEO – Abordagem de Cálculo 1.....	91

Quadro 8.3 - Coeficientes de segurança parciais – EQU.....	92
Quadro 8.4 - Coeficientes de redução das acções variáveis e sísmica (EC0).....	92
Quadro 8.5 – Verificações de segurança dos muros aos Estados Limites de Equilíbrio (EQU).....	93
Quadro 8.6 – Verificações de segurança dos muros aos Estados Limites Últimos (STR)	94
Quadro 9.1 – Peso volúmico dos materiais.....	97
Quadro 9.2 – Valores de dimensionamento do tabuleiro da ponte RMM1.....	102
Quadro 9.3 – Valores de dimensionamento dos tabuleiros das pontes RMM2 e RMM4. ...	103
Quadro 9.4 – Valores de dimensionamento dos montantes das pontes RMM2 e RMM4. ..	104
Quadro 9.5 – Valores de dimensionamento dos perfis HEB400 (pontes RMM3 e RMM5)	105
Quadro 15.1 – Estimativa orçamental. Resumo.	Erro! Marcador não definido.

ANEXOS

Anexo 1 – Situação actual. Características do escoamento e verificação do funcionamento.

Anexo 2 – Intervenção proposta. Características do escoamento e verificação do funcionamento.

DESENHOS

Desenho 1 (137.02.011)	Planta de localização e bacia hidrográfica.
Desenho 2 (137.02.012)	Planta geral e perfil longitudinal.
Desenho 3 (137.02.013)	Canal. Plantas (4 folhas).
Desenho 4 (137.02.014)	Canal. Perfis transversais (5 folhas).
Desenho 5 (137.02.015)	Canal. Secções tipo.
Desenho 6 (137.02.016)	Canal. Pormenores tipo.
Desenho 7 (137.02.017)	Estruturas de contenção. Zona 1.
Desenho 8 (137.02.018)	Estruturas de contenção. Zona 2.
Desenho 9 (137.02.019)	Estruturas de contenção. Zona 3.
Desenho 10 (137.02.019)	Tratamento da fundação na foz.
Desenho 11	Rampa de acesso à soleira do canal.

(137.02.020)	
Desenho 12 (137.02.021)	Restabelecimento de Levada ao Pk 0+340.
Desenho 13 (137.02.022)	Ponte RMM1. Definição.
Desenho 14 (137.02.023)	Ponte RMM1. Armaduras.
Desenho 15 (137.02.024)	Ponte RMM2. Definição.
Desenho 16 (137.02.025)	Ponte RMM2. Armaduras.
Desenho 17 (137.02.026)	Ponte RMM4. Definição.
Desenho 18 (137.02.027)	Ponte RMM4. Armaduras.
Desenho 19 (137.02.028)	Ponte RMM3 e RMM5. Definição e armaduras
Desenho 20 (137.02.029)	Planta de localização dos trabalhos de prospecção.
Desenho 21 (137.02.030)	Cadastro das redes de EEM junto à Ribeira da Madalena do Mar

1 INTRODUÇÃO

Na sequência do contrato com Direcção Regional de Infra-estruturas e Equipamentos, da Secretaria Regional do Equipamento Social (SRES), a AQUALOGUS, Engenharia e Ambiente, Lda., apresenta o Projecto de Execução da Regularização do Troço Final da Ribeira da Madalena do Mar.

O presente Projecto desenvolve as soluções anteriormente apresentadas à SRES no âmbito do Estudo Prévio. Assim, caracteriza, em termos globais, a actual situação da ribeira e apresenta as soluções de reconstrução e regularização do troço final da ribeira, tendo em conta aos condicionamentos gerais da bacia hidrográfica e as exigências de comportamento, funcionamento e manutenção do sistema hidráulico.

A presente empreitada é constituída pelos seguintes trabalhos:

- Execução de novos troços de muro numa extensão total de aproximadamente 760 m.
- Demolição de vários troços de muro na extensão total de cerca de 360 m.
- Reforço das fundações dos muros de canalização, em vários troços.
- Estabilização de taludes.
- Demolição e reconstrução de duas pontes rodoviárias e duas pontes pedonais metálicas, com aumento da secção de vazão.
- Reconstrução da ponte pedonal junto à foz da ribeira com alteamento da mesma.
- Execução de obras complementares, designadamente para manutenção e limpeza da ribeira, como rampas de acesso, e reposição de levadas.
- Restabelecimento de serviços afectados pelas obras a realizar.

As soluções projectadas foram objecto, na generalidade, de apresentação e discussão conjunta no âmbito das reuniões de coordenação havidas, designadamente com os técnicos da SRES.

No presente documento – *Memória Descritiva e Justificativa* – efectua-se uma síntese dos estudos de base e das soluções adoptadas, bem como dos cálculos justificativos realizados, nomeadamente no que se refere aos critérios e pressupostos de dimensionamento.

No que se refere às soluções apresentadas neste documento, os trabalhos a realizar, relativos à prospecção geológico-geotécnica poderão vir a introduzir algumas adaptações/alterações.

2 OCORRÊNCIAS RECENTES

A localidade da Madalena do Mar é frequentemente afectada pelos fenómenos de cheia na foz da ribeira que a atravessa e que dá pelo mesmo nome, decorrentes de acontecimentos pluviosos intensos e de curta duração, que provocam o arrastamento de material sólido de grande dimensão e obstruem o leito menor da ribeira.

Assim aconteceu nos meses de Fevereiro e de Outubro de 2010, em que a elevada precipitação num curto de espaço de tempo causou grandes deslizamentos e inundações na zona baixa da Madalena do Mar junto à foz da ribeira.



Fotografia 2.1 – Assoreamento e transbordamento ocorrido na foz da ribeira da Madalena do Mar (20/02/2010).

A orografia da região, caracterizada por declives acentuados, determina tempos de concentração curtos e conseqüentes elevados picos de cheia. Na sequência dos caudais elevados, associados aos declives da ribeira, foram arrastados pedras, árvores e outros detritos de grandes dimensões, que se depositaram no leito da ribeira, entre travessões, e provocaram o assoreamento da mesma na sua zona terminal.

O assoreamento e transbordamento deu-se, sobretudo, no trecho a jusante da ponte RMM 2. Neste trecho, a capacidade de vazão foi claramente reduzida, dada a existência de um alargamento e de vários travessões de queda elevada. A conjugação destes dois factores associados a um escoamento com elevada concentração de caudal sólido, ocasionou a redução da velocidade do escoamento e, por conseguinte, à deposição do material sólido. Com a deposição deste material a capacidade de vazão da secção é reduzida, levando ao transbordamento dos muros de protecção. Neste trecho verificou-se, ainda, à destruição da ponte pedonal pertencente à *promenade*. Verificaram-se, também, alguns danos nos muros de suporte (muralhas) que limitam o leito da ribeira em alguns trechos do troço terminal da ribeira da Madalena do Mar.

Neste contexto, para além da reconstrução de muros e respectivas fundações, as soluções previstas consistem também na rectificação do traçado, na regularização da soleira da

ribeira, bem como no prolongamento dos muros na foz da ribeira. Prevê-se, ainda, a construção de uma rampa de acesso a jusante da ponte RMM6, de forma a facilitar os trabalhos de manutenção e limpeza à ribeira.

No Capítulo 7 caracteriza-se, com maior detalhe, as intervenções propostas.

3 IDENTIFICAÇÃO DAS OBRAS A REALIZAR

Na sequência da ocorrência das cheias recentes, o Governo Regional da Madeira decidiu executar algumas obras de desassoreamento do leito das ribeiras e consolidação das obras marginais existentes. Resolveu, ainda, efectuar projectos de novas obras com o objectivo de, no futuro, mitigar os efeitos das cheias.

Neste contexto, para além da reconstrução de muros e respectivas fundações, as soluções previstas consistem também na rectificação de traçado da ribeira, em zonas de alargamento da secção de vazão e em zonas específicas (pontes e estreitamentos).

Assim, os trabalhos que se prevêem são os seguintes:

- Execução de novos troços de muro numa extensão total de aproximadamente 760 m.
- Demolição de vários troços de muro na extensão total de cerca de 360 m.
- Reforço das fundações dos muros de canalização, em vários troços.
- Demolição e reconstrução de duas pontes rodoviárias e duas pontes pedonais metálicas, com aumento da secção de vazão.
- Reconstrução da ponte pedonal junto à foz da ribeira com alteamento da mesma.
- Execução de obras complementares, designadamente para manutenção e limpeza da ribeira, como rampas de acesso, e reposição de levadas.
- Restabelecimento de serviços afectados por algumas das obras a realizar.

Nos capítulos seguintes caracteriza-se, com maior detalhe, as intervenções propostas.

4 ESTUDO HIDROLÓGICO

4.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

O estudo hidrológico que se apresenta neste capítulo teve como principal objectivo a determinação do caudal de ponta de cheia na foz da ribeira da Madalena do Mar com período de retorno de 100 anos. Para este efeito, foram consideradas três secções de cálculo: duas secções a montante do troço em estudo e uma secção na foz. No **Desenho 01**, apresenta-se a localização das secções consideradas, para as quais foi estimado o caudal de ponta de cheia, assim como as respectivas bacias hidrográficas.

Na alínea 4.2 apresenta-se uma caracterização geral da bacia hidrográfica da ribeira da Madalena do Mar, focada na hidrografia e geomorfologia da bacia. Na alínea 4.3 apresenta-se a análise das cheias na bacia hidrográfica.

4.2 CARACTERIZAÇÃO GERAL DA BACIA HIDROGRÁFICA

4.2.1 Hidrografia

A ribeira da Madalena do Mar nasce no Paul da Serra, a 1 395 m de altitude, e desagua na localidade que dá pelo mesmo nome. Tem um comprimento total de 6,6 km, ao que corresponde um declive médio de 21%. Na **Figura 4.1** apresenta-se o seu perfil longitudinal.

A sua bacia de drenagem apresenta uma rede de hidrográfica (**Figura 4.2**) constituída, maioritariamente, por pequenas linhas de água com carácter sazonal, secando durante a época estival. A ribeira da Madalena do Mar tem como principais afluentes a ribeira do Covo Grande, a ribeira do Curral Velho e a ribeira do Poço da Urze.

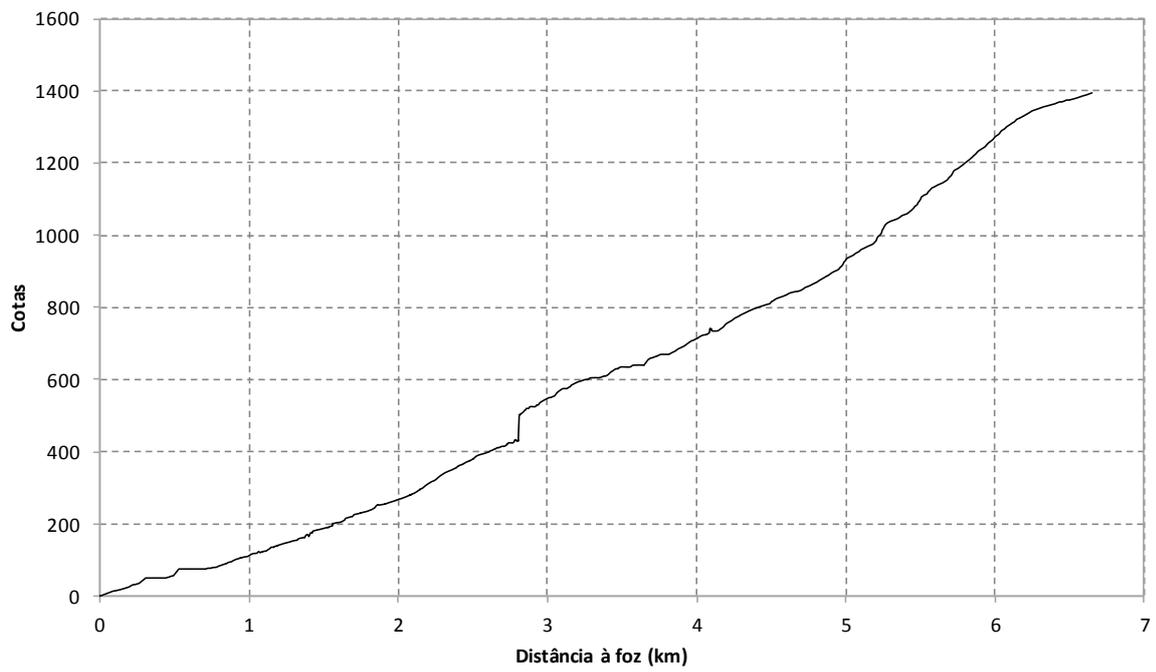


Figura 4.1 – Ribeira da Madalena do Mar. Perfil longitudinal.

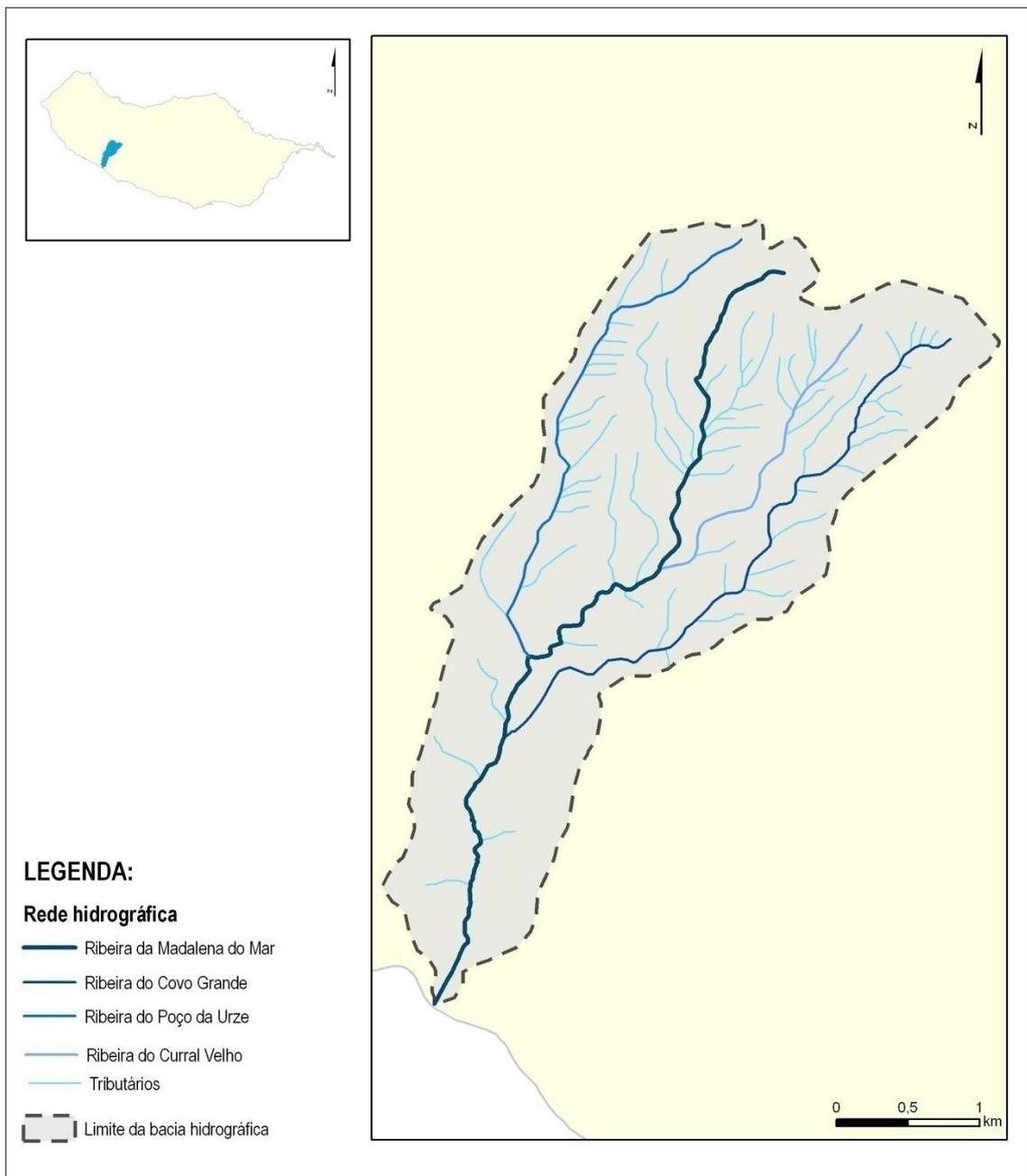


Figura 4.2 – Bacia hidrográfica da ribeira da Madalena do Mar. Rede hidrográfica.

4.2.2 Geomorfologia

A bacia hidrográfica da ribeira da Madalena do Mar apresenta cerca de 50% da sua área com altitudes superiores a 1 000 m e cerca de 90% acima da cota 500 m. O ponto de maior altitude é o Pico da Urze, à cota 1 418 m (**Desenho 01**). Na **Figura 4.3** apresenta-se a carta hipsométrica da bacia hidrográfica e na **Figura 4.4** apresenta-se a curva hipsométrica da referida bacia, na qual se assinalou a sua altitude média (898 m).

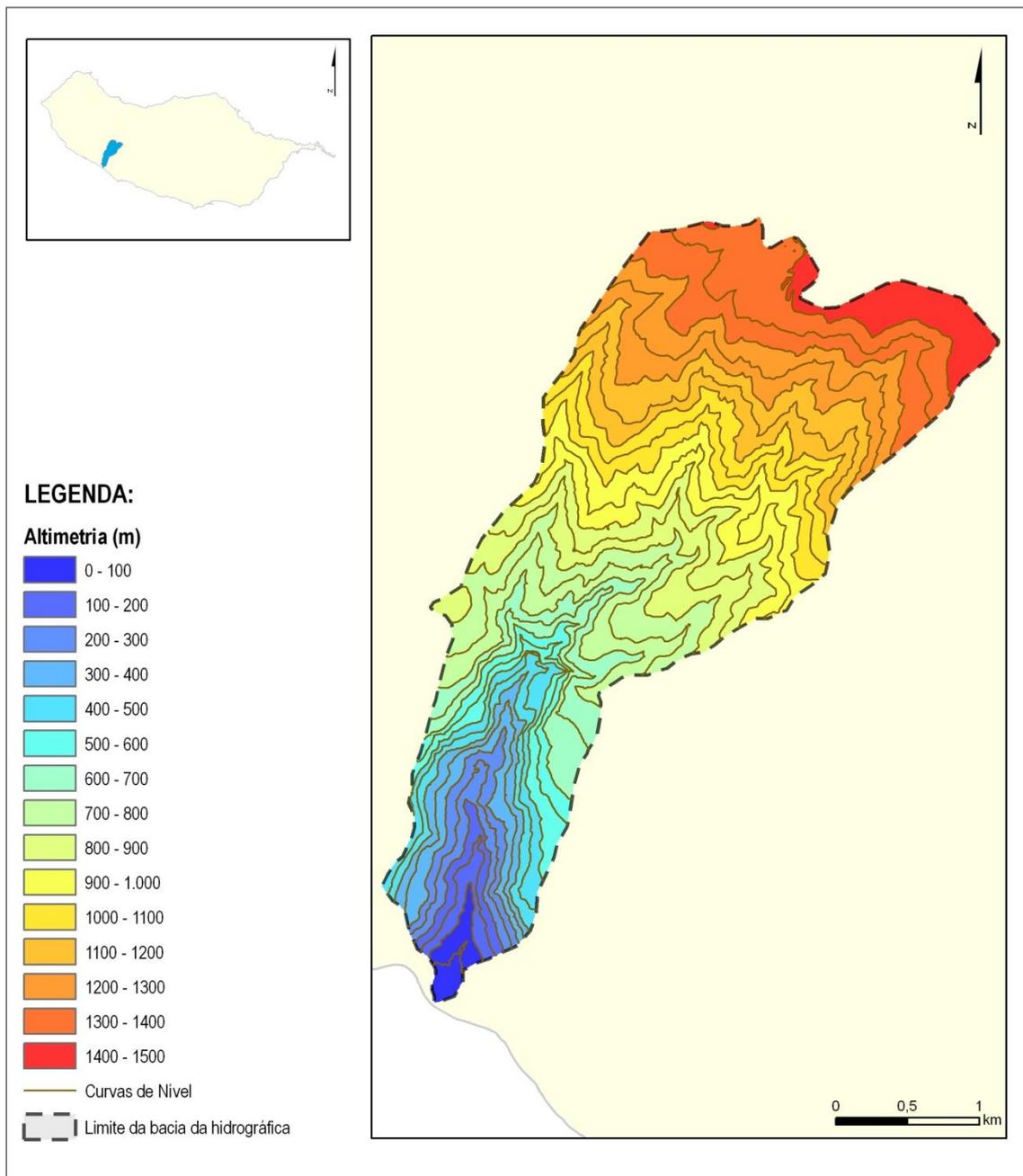


Figura 4.3 – Bacia hidrográfica da ribeira da Madalena do Mar. Carta hipsométrica.

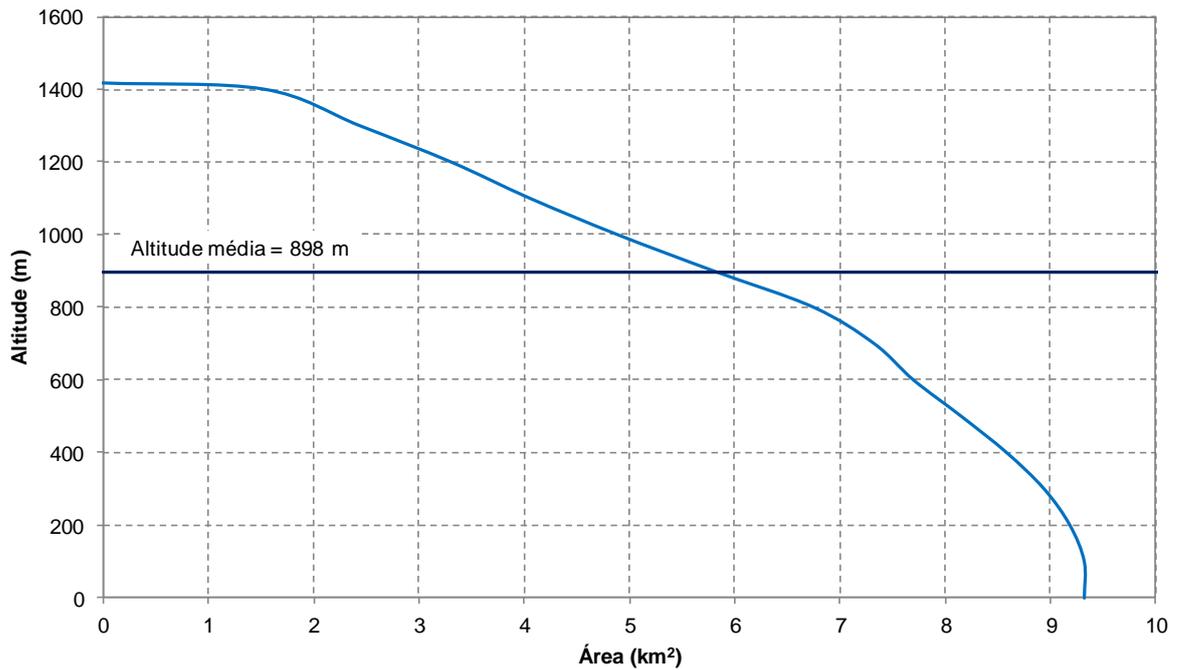


Figura 4.4 – Bacia hidrográfica da ribeira da Madalena do Mar. Curva hipsométrica.

Na **Figura 4.6** apresenta-se a carta de declives da bacia hidrográfica e na **Figura 4.5** o histograma dos valores de declives na bacia. Como se pode observar nas figuras, a bacia hidrográfica é marcada por declives muito acentuados, sendo o declive médio da bacia de 55%.

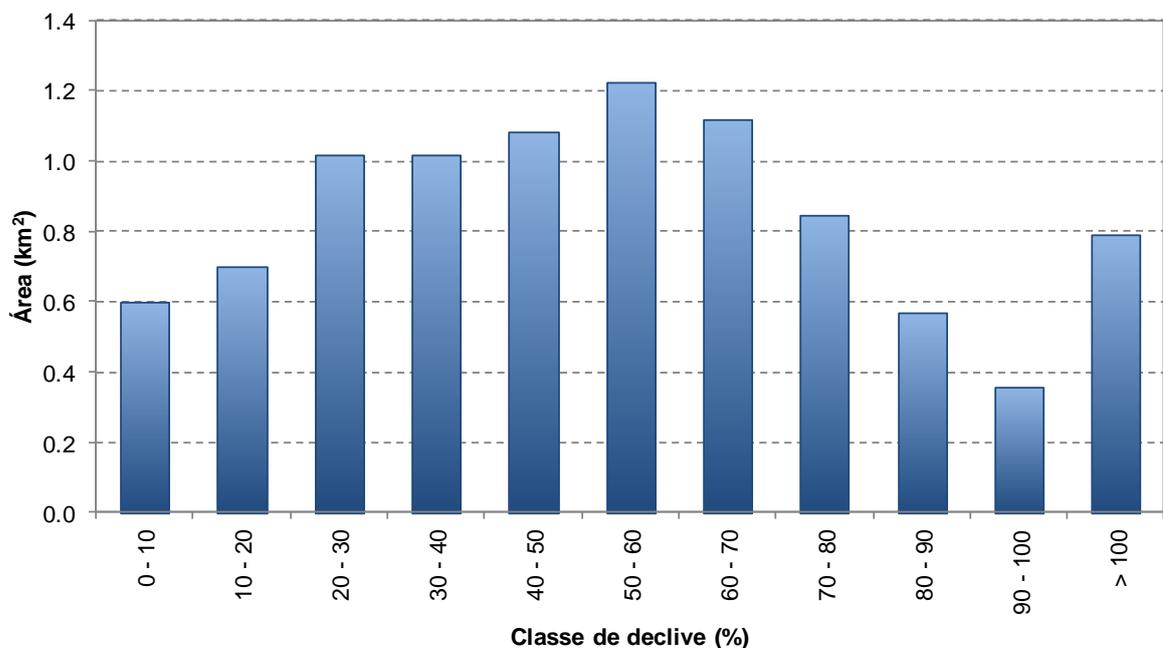


Figura 4.5 – Bacia hidrográfica da ribeira da Madalena do Mar. Histograma de declives.

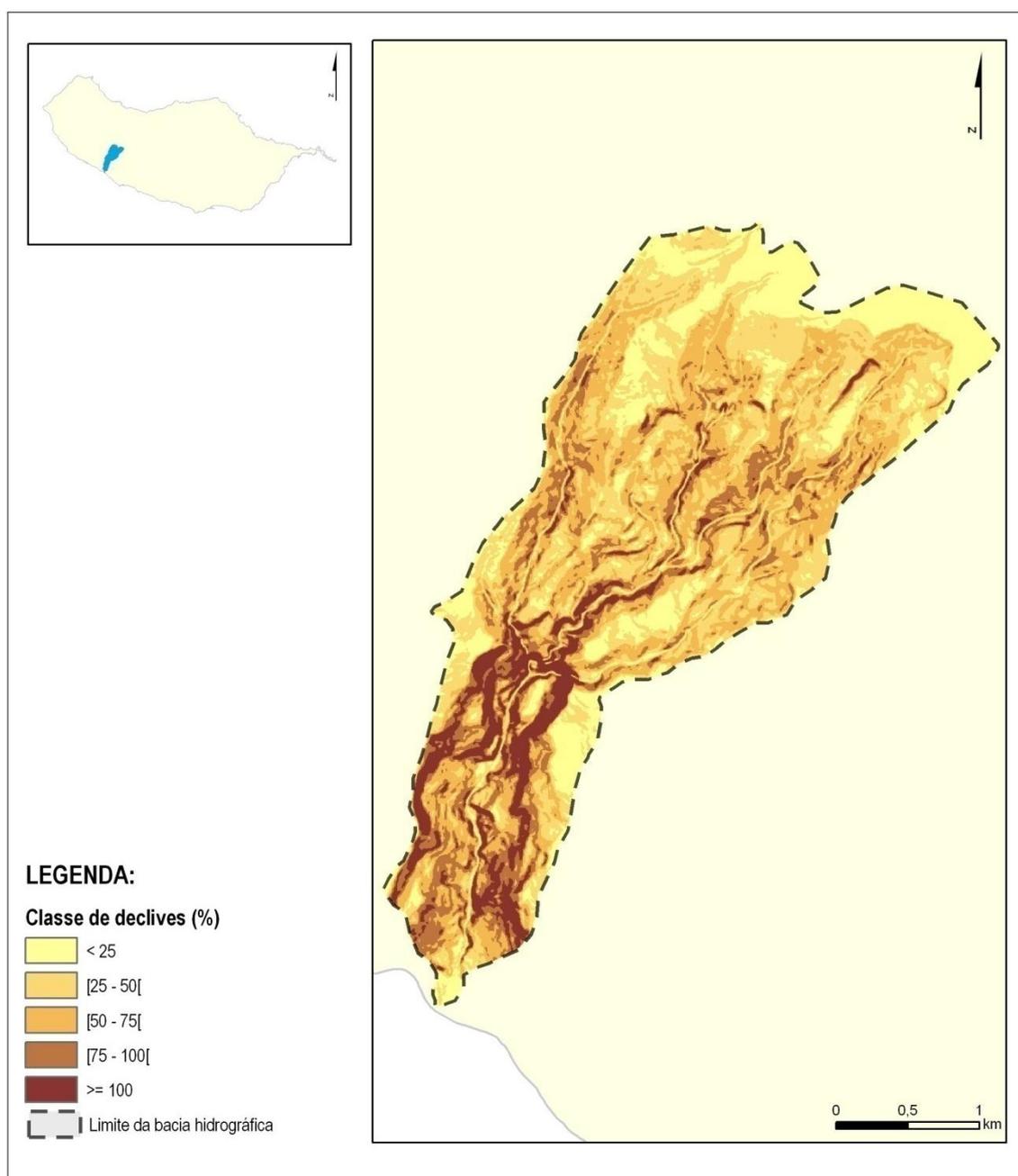


Figura 4.6 – Bacia hidrográfica da ribeira da Madalena do Mar. Carta de declives.

4.3 ESTUDO DAS CHEIAS

4.3.1 Tempo de concentração

A estimativa do tempo de concentração (t_c) das bacias hidrográficas das secções em estudo foi efectuada com base na estimativa do tempo de percurso entre a cabeceira e a secção em estudo EARAM (2010) e pela aplicação das fórmulas empíricas de Temez e Kirpich.

Tempo de percurso

O tempo de concentração de cada uma das secções em estudo foi estimado com base no comprimento do percurso de escoamento do limite da bacia hidrográfica até a cada secção da ribeira, assumindo-se diferentes valores da velocidade de escoamento consoante a dimensão do curso de água.

Na aplicação desta metodologia, foram adoptadas as estimativas de velocidade recomendadas no EARAM (2010), que adopta uma velocidade média de 4 m/s na rede hidrográfica que drena mais de 1 km² e de 1 m/s nas encostas e nos cursos de água de menor dimensão. Assim:

$$t_c = \frac{L_{RH}}{V_{RH}} + \frac{L_{Enc}}{V_{Enc}}$$

onde,

t_c – tempo de concentração;

L_{RH} – comprimento da linha de água na rede hidrográfica que drena mais de 1 km²;

L_{Enc} – comprimento da nas encostas e linhas de água de menor dimensão;

V_{RH} – velocidade média na rede hidrográfica que drena mais de 1 km²;

V_{Enc} – velocidade média nas encostas e linhas de água de menor dimensão.

Fórmula de Temez

$$t_c = 0,3 \left(\frac{L}{d_m^{0,25}} \right)^{0,76}$$

onde,

t_c – tempo de concentração (h);

L – desenvolvimento do curso de água principal (km);

d_m – declive médio do curso de água principal (m/m).

A fórmula de *Temez*, de uso bastante comum para bacias hidrográficas em Portugal Continental, foi desenvolvida para ao cálculo do tempo de concentração de bacias hidrográficas em estado natural. Verifica-se que, habitualmente, sobretudo para bacias com declives acentuados, os valores obtidos por esta fórmula são superiores aos obtidos por outras metodologias.

Fórmula de Kirpich

$$t_c = 0,95 \frac{L^{1,155}}{H^{0,385}}$$

onde,

t_c – tempo de concentração (h);

L – desenvolvimento do curso de água principal (km);

H – diferença de cotas do talvegue do curso de água (m).

A fórmula de Kirpich foi desenvolvida com base no estudo de pequenas bacias hidrográficas de montanha, com a linha de água bem definida e declives acentuados das encostas.

No **Quadro 4.1** apresentam-se as características dos troços da linha de água considerados e no **Quadro 4.2** os tempos de concentração das bacias hidrográficas nas secções de cálculo em questão. Tendo em conta o âmbito de aplicação das formulações adoptadas, para estimar o tempo de concentração optou-se por adoptar um tempo de concentração igual ao estimado com a fórmula de *Kirpich*.

Quadro 4.1 – Características da linha de água principal.

Secção	L (km)	Z _{min} (-)	Z _{máx} (-)	d _m (%)	L _{RH} (km)	L _{Enc} (km)
Secção 1	4,90	230	1 395	23,8	3,11	1,79
Secção 2	5,85	83	1 395	22,4	4,06	1,79
Foz	6,64	0	1 395	21,0	4,85	1,79

Quadro 4.2 – Tempos de concentração.

Secção	Tempo de concentração (h)			
	Tempo de percurso	Fórmula de Temez	Fórmula de Kirpich	Adoptado
Secção 1	0,71	1,32	0,39	0,40
Secção 2	0,78	1,53	0,46	0,50
Foz	0,84	1,71	0,52	0,55

Faz-se, ainda, notar que a utilização do menor dos tempos de concentração tem por objectivo a obtenção de caudais de ponta de cheia mais desfavoráveis.

4.3.2 Precipitações intensas

4.3.2.1 Postos udométricos

Para determinar as precipitações máximas diárias, consideraram-se os postos udométricos existentes na vertente Sul da ilha da Madeira, cujos registos foram objecto de análise estatística no âmbito do EARAM (2010).

Na **Figura 4.7** apresenta-se a distribuição espacial dos postos considerados e no **Quadro 4.3** apresenta-se a sua altitude e a precipitação diária máxima anual com um período de retorno (T) de 100 anos.

Quadro 4.3 – Postos udométricos. Altitude e precipitação diária máxima anual (T = 100 anos).

Posto udométrico	Altitude	P _{24h} (mm)
Areiro	1 610	480
Bica da Cana	1 560	256
Bom Sucesso	290	115
Camacha	675	188
Canhas	400	129
Curral das Freiras - Igreja	650	209
Encumeada - casa EEM	1 010	199
Encumeada de São Vicente	900	293
ETA da Ribeira Brava	500	112
Funchal - Observatório	58	125
Lugar de Baixo	15	134
Montado do Pereiro	1 260	259
Poiso - Posto Florestal	1 360	252
Rabaçal	1 100	195
Ribeira Brava	10	133
Ribeira do Alecrim	1 280	232
Sanatório	380	228
Santo António	525	187
Santo da Serra	660	224

De referir, ainda, que na **Figura 4.7** apresenta-se os postos udométricos com influência na bacia hidrográfica (BH) da ribeira Madalena do Mar. A influência destes postos na referida bacia foi determinada com recurso ao método *Thiessen*.



Figura 4.7 – Postos udométricos. Distribuição espacial.

4.3.2.2 Precipitações diárias máximas anuais com $T = 100$ anos (P_{24h})

As precipitações diárias máximas anuais foram estimadas pela aplicação do método de Thiessen, do método hipsométrico e pelo estabelecimento de relações altitude-precipitação. Apresenta-se de seguida a descrição das metodologias, assim com os resultados da sua aplicação.

Método de Thiessen

O método de Thiessen, ou das áreas de influência, baseia-se no traçado de polígonos formados pelas mediatrizes dos lados dos triângulos com vértices nos postos udométricos.

O polígono que contém um posto udométrico limita a área de influência desse posto, dentro da qual se considera a precipitação uniforme é igual à que nele se observa. Assim, a precipitação média sobre uma dada bacia hidrográfica pode ser estimada por

$$P = \sum_{i=1}^n P_i p_i$$

onde n é o número total de postos udométricos com influência na bacia hidrográfica, P_i é a precipitação estimada no posto i e p_i é o peso do posto, obtido pelo quociente entre a área de influência do posto e a área total da bacia hidrográfica.

Os postos com influência na bacia hidrográfica da ribeira da Madalena do Mar, assim como os correspondentes polígonos de Thiessen apresentam-se na **Figura 4.8**. O peso de cada posto nas bacias hidrográficas em estudo apresenta-se no **Quadro 4.4** e as precipitações diárias máximas anuais com período de retorno de 100 anos obtidas para cada bacia apresenta-se no **Quadro 4.5**.

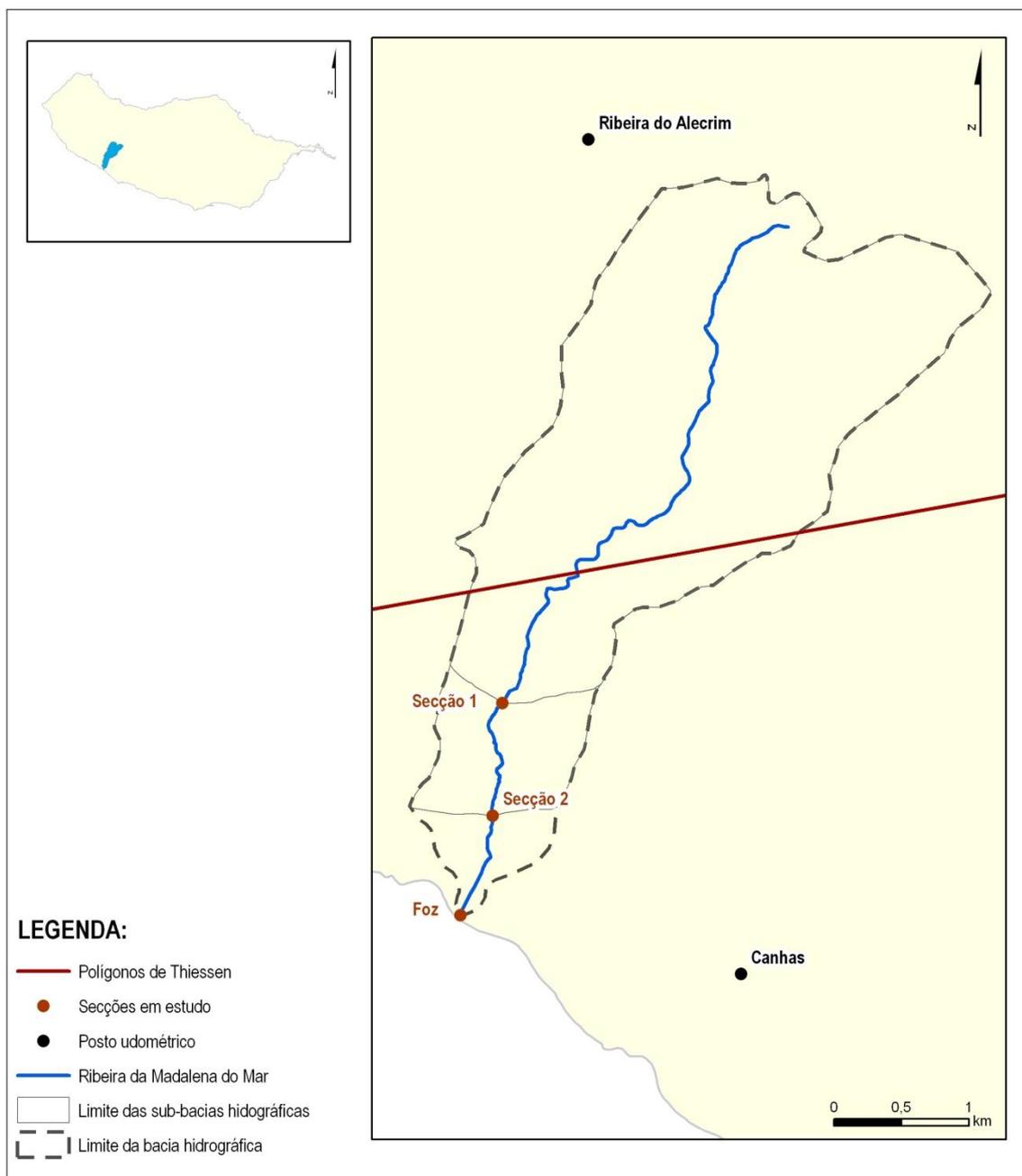


Figura 4.8 – Polígonos de Thiessen.

Quadro 4.4 – Método de Thiessen. Pesos dos postos udométricos.

Posto udométrico	Ribeira do Alecrim	Canhas	Bica da Cana	Total
Secção	Peso (%)			
Secção 1	83,40	16,60	0,00	100,00
Secção 2	74,30	25,70	0,00	100,00
Foz	70,70	29,30	0,00	100,00

Através do **Quadro 4.4** é possível concluir que, apenas, os postos udométricos da Ribeira do Alecrim e dos Canhas têm influência sobre a bacia hidrográfica da ribeira da Madalena do Mar.

Método hipsométrico

O método hipsométrico baseia-se no traçado das isoietas ou isolinhas de precipitação na área em estudo e na sua envolvência.

As isoietas são os lugares geométricos dos pontos de igual precipitação. Para se traçar as isoietas marca-se numa planta a localização dos postos udométricos existentes no interior e periferia da bacia, e a precipitação neles estimada, sendo as isoietas obtidas por interpolação.

A precipitação ponderada sobre uma dada bacia obtêm-se da carta de isoietas do mesmo modo que a altitude média se obtém de uma carta de altitudes.

A aplicação deste método permite graficamente visualizar a distribuição espacial da precipitação na área em estudo, fornecendo uma estimativa da distribuição da precipitação, geralmente, mais aproximada da realidade que o método de Thiessen.

Apresenta-se na **Figura 4.9** a carta de isoietas obtida para a bacia hidrográfica da ribeira da Madalena do Mar (com base nas precipitações nos postos indicados na **Figura 4.8** e nos postos vizinhos) e no **Quadro 4.5** as precipitações diárias máximas anuais com período de retorno de 100 anos obtidas para cada bacia hidrográfica em estudo.

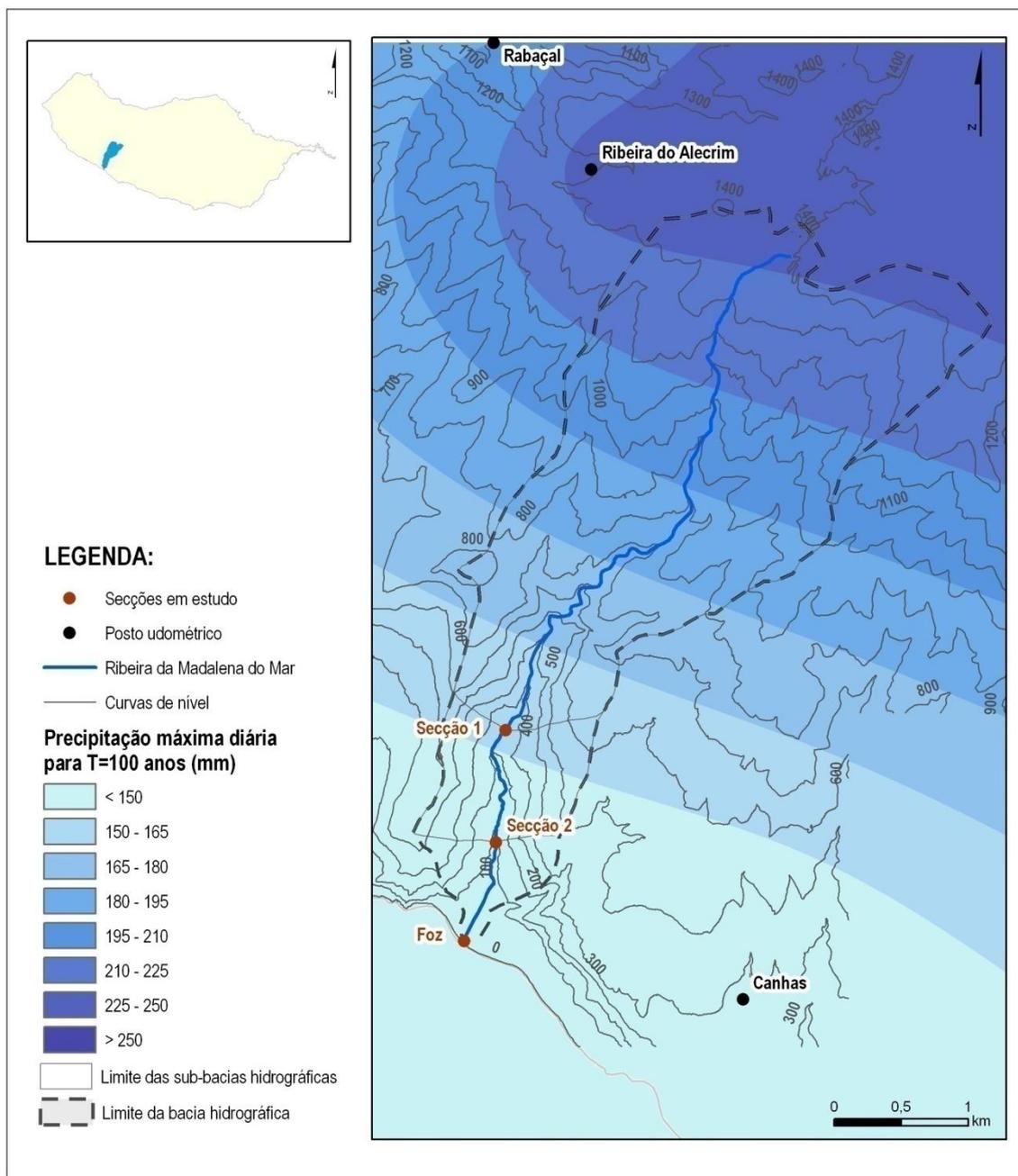


Figura 4.9 – Carta de isoietas diárias máximas anuais com T = 100 anos.

Tendo por base a análise da **Figura 4.9**, pode verificar-se uma concentração das isoietas de maior precipitação em torno das zonas de maior altitude, conforme é possível observar-se através dos valores da precipitação diária máxima anual (T=100 anos) dos postos udométricos da Ribeira do Alecrim e do Rabaçal.

Observa-se, ainda, através da figura atrás referida, que a distribuição e intensidade da precipitação obtida na área em estudo acompanham a topografia do terreno, parecendo ser bastante dependente desta. Uma vez que não se dispõe de outros dados (para além dos

que constam no EARAM) que permitam confirmar a qualidade dos dados daqueles postos, entendeu-se considerar válida a carta de isoietas da **Figura 4.9**.

Relação altitude-precipitação

Sendo a altitude um dos principais factores que condiciona as diferenças de pluviosidade entre os postos, estabeleceram-se relações lineares entre as precipitações diárias máximas anuais com T = 100 anos postos e as altitudes destes.

Foram estabelecidas relações para dois conjuntos de postos:

- os postos com influência na bacia hidrográfica e os postos imediatamente vizinhos;
- todos os postos udométricos existentes na vertente sul da ilha da Madeira (estudados em EARAM, 2010).

Faz-se notar que, no presente estudo, não foi estabelecida a relação altitude-precipitação para os postos com influência na bacia hidrográfica em estudo, uma vez que apenas tínhamos a influência de dois postos udométricos sobre a mesma.

Nas **Figura 4.10** a **Figura 4.11** apresentam-se as relações obtidas, assim como o coeficiente de correlação entre a altitude e a precipitação.

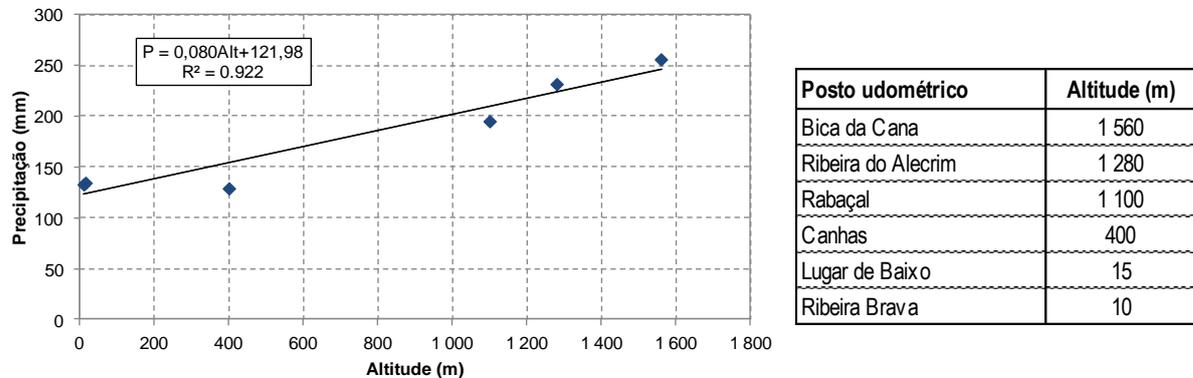


Figura 4.10 – Relação altitude-precipitação. Postos udométricos com influência na bacia hidrográfica e postos vizinhos.

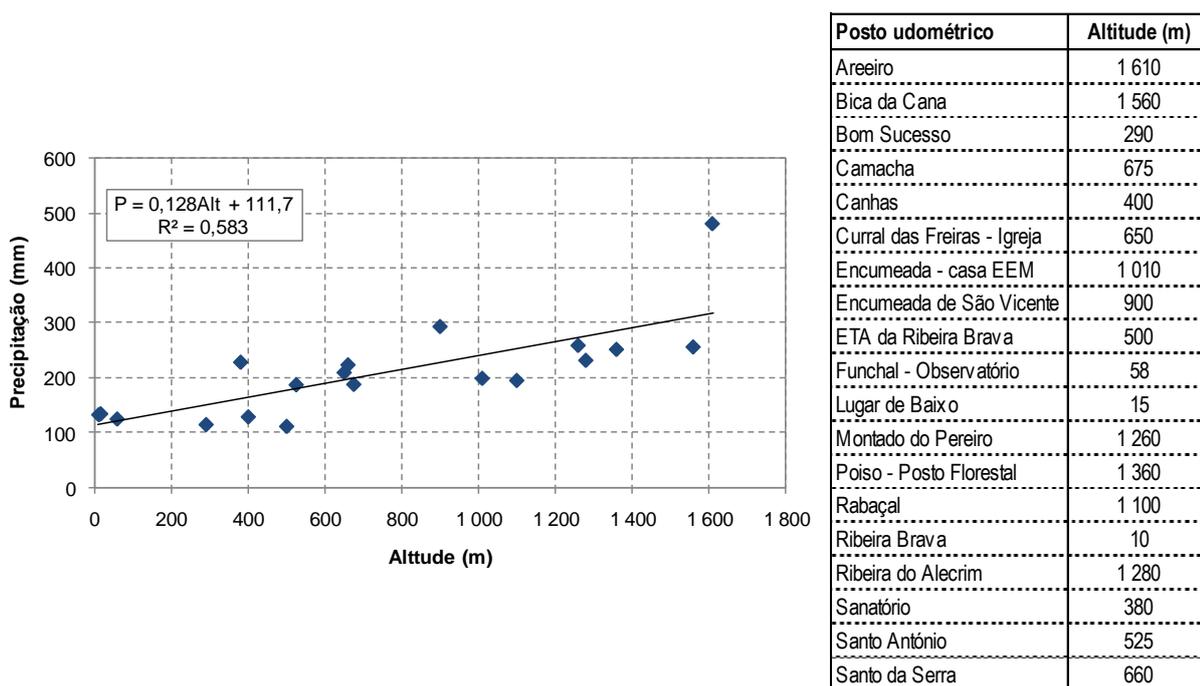


Figura 4.11 – Relação altitude-precipitação. Postos udométricos existentes na vertente sul da ilha da Madeira.

Como se pode observar pelas figuras anteriores, há uma relação nítida entre a altitude e a precipitação, tendo-se obtido um melhor ajustamento linear a esta relação quando se consideram os postos com influência na bacia hidrográfica da ribeira da Madalena do Mar e os postos vizinhos.

Deste modo, optou-se por estimar a precipitação diária máxima anual para cada uma das bacias hidrográficas das secções em estudo com a relação obtida com os postos udométricos com influência na bacia hidrográfica e com os postos vizinhos (**Figura 4.10**), apresentando-se os valores obtidos para cada bacia hidrográfica em estudo no **Quadro 4.5**.

Resultados obtidos

As precipitações diárias máximas anuais com período de retorno de 100 anos obtidas por aplicação das metodologias descritas anteriormente, para cada bacia hidrográfica em estudo, apresentam-se no **Quadro 4.5**.

Quadro 4.5 – Precipitação diária máxima anual com T = 100 anos.

Bacia hidrográfica	Altitude média (m)	Precipitação diária máxima anual (mm)		
		Método de Thiessen	Método hipsométrico	Relação altitude-precipitação
Secção 1	1 002	215	199	202
Secção 2	934	205	193	196
Foz	898	202	191	193

4.3.2.3 Precipitações máximas com duração igual ao tempo de concentração (P_{tc})

Dado que as precipitações que condicionam os caudais de ponta de cheia são precipitações intensas com duração igual ao tempo de concentração, é necessário estimar estas precipitações.

Para determinar os valores das precipitações centenárias com durações inferiores ao dia, o EARAM (2010) recomenda que sejam consideradas as relações entre as precipitações inferiores ao dia e a precipitação diária máxima anual obtidas para o posto udométrico Funchal-Observatório. No **Quadro 4.6** apresentam-se estas relações para o período de retorno de 100 anos.

Quadro 4.6 – Relações entre as precipitações máximas com durações inferiores ao dia e a precipitação diária máxima anual (T = 100 anos).

d	10 min	30 min	1 h	3 h	6 h	12 h
P_d/P_{24h} (-)	0,124	0,316	0,419	0,615	0,762	0,920

Com base nestas relações, obtiveram-se as precipitações máximas com duração igual ao tempo de concentração e período de retorno de 100 anos que se apresentam no **Quadro 4.7**. Para as durações que não constam do **Quadro 4.6**, a relação P_{tc}/P_{24h} foi obtida por interpolação linear dos valores do referido quadro.

Quadro 4.7 – Precipitação máxima com duração de t_c e T = 100 anos.

Bacia hidrográfica	t_c (h)	P_{tc}/P_{24h} (-)	Método de Thiessen		Método hipsométrico		Relação altitude-precipitação	
			P_{24h} (mm)	P_{tc} (mm)	P_{24h} (mm)	P_{tc} (mm)	P_{24h} (mm)	P_{tc} (mm)
Secção 1	0,40	0,258	215	55	199	51	202	52
Secção 2	0,50	0,316	205	65	193	61	196	62
Foz	0,55	0,326	202	66	191	62	193	63

4.3.3 Caudais de ponta de cheia

Os caudais de ponta de cheia foram estimados recorrendo à fórmula racional

$$Q = \frac{CiA}{3,6}$$

em que

Q – caudal de ponta de cheia (m^3/s);

C – coeficiente da fórmula racional (-);

i – intensidade da precipitação com duração igual ao tempo de concentração da bacia hidrográfica (mm/h);

A – área da bacia hidrográfica (km²).

Para a estimativa do coeficiente da fórmula racional, considerou-se que às áreas da bacia hidrográfica inseridas no tecido urbano (A_{urbana}) corresponde um coeficiente de 0,95 e que às áreas da bacia fora do tecido urbano corresponde um coeficiente de escoamento de 0,75. O coeficiente (C) a aplicar na fórmula racional resulta assim da ponderação da área urbana e não urbana, apresentando-se o seu valor para cada bacia em estudo no **Quadro 4.8**.

Quadro 4.8 – Coeficientes da fórmula racional.

Bacia hidrográfica	A (km ²)	A _{urbana} (%)	C (-)
Secção 1	7,90	5	0,76
Secção 2	8,88	15	0,78
Foz	9,32	15	0,78

Apresentam-se no **Quadro 4.9** os caudais de ponta de cheia estimados nas várias secções de cálculo, tendo por base as precipitações estimadas pelas três metodologias. Neste quadro apresenta-se, também, o caudal de ponta de cheia adoptado para cada secção.

Quadro 4.9 – Caudais de ponta de cheia com T = 100 anos.

Secção	Método de Thiessen		Método hipsométrico		Relação altitude-precipitação		Média	Adoptado
	i (mm/h)	Q (m ³ /s)	i (mm/h)	Q (m ³ /s)	i (mm/h)	Q (m ³ /s)	Q (m ³ /s)	Q (m ³ /s)
Secção 1	138	231	128	214	130	217	221	250
Secção 2	130	249	122	235	124	239	241	
Foz	120	241	113	228	115	232	234	

De acordo com os caudais de ponta de cheia apresentados no **Quadro 4.9**, adoptou-se um caudal de ponta de cheia de **250 m³/s** para a verificação da situação actual e dimensionamento do troço final da ribeira da Madalena do Mar.

5 ESTUDO HIDRÁULICO

5.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

O presente estudo hidráulico teve como objectivo a análise das condições de escoamento no troço final da ribeira da Madalena do Mar, trecho compreendido entre a secção de jusante da intervenção do Projecto do “Novo Acesso à Variante da Madalena do Mar” e a foz (ver **Desenho 02**).

Neste estudo, foram analisadas as condições de escoamento na situação actual da ribeira, assim como as condições de escoamento após as intervenções propostas, de modo a verificar o seu funcionamento.

As intervenções propostas no presente documento têm como objectivos:

- aumentar a capacidade de vazão nos trechos onde se prevê que possam vir a ocorrer transbordamentos;
- eliminar estreitamentos e alargamentos que possam provocar perturbações no escoamento, que induzam transbordamentos localizados do canal.

Na alínea 5.2 apresentam-se os critérios de dimensionamento adoptados, na alínea 5.3 apresenta-se a simulação das condições de escoamento para a situação actual da ribeira e na alínea 5.4 efectua-se a verificação das condições de escoamento para as intervenções propostas.

5.2 CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO

Caudal de dimensionamento

Tendo em conta a conta os riscos potenciais associados ao transbordamento da ribeira de da Madalena do Mar, considera-se que o troço em estudo deve ser dimensionado para uma cheia com período de retorno (T) de 100 anos.

Tal como referido no capítulo anterior, o trecho da ribeira que é objecto do presente estudo localiza-se entre a secção de jusante da intervenção do Projecto do “Novo Acesso à Variante da Madalena do Mar” e a foz (**Desenho 02**). Assim, foram verificadas as condições de escoamento e dimensionadas as intervenções necessárias para escoar o caudal de ponta de cheia de 250 m³/s correspondente a T = 100 anos.

Simulação das condições de escoamento

A modelação do escoamento no troço final da ribeira da Madalena do Mar foi efectuada com recurso ao programa *HEC-RAS*, desenvolvido pelo *Hydrologic Engineering Center* do *Corps of Engineers* dos Estados Unidos da América.

O modelo foi desenvolvido com base em perfis transversais espaçados de 25 m, complementado com os perfis transversais, a montante e a jusante, dos travessões e das pontes existentes. Para este efeito, dispunha-se do levantamento topográfico à escala 1:500 do troço em estudo, disponibilizado pela SRES (2011).

Conforme havia sido referido, foram analisadas as condições de escoamento atendendo à configuração actual da ribeira, assim como as condições de escoamento após as intervenções propostas para a ribeira, de modo a verificar o seu funcionamento.

Para reflectir a rugosidade do leito da ribeira, no presente estudo, foram considerados os seguintes coeficientes de *Manning-Strickler*:

- para secções sem revestimento do fundo (ou seja, fundo revestido com o terreno natural) adoptou-se um valor de K igual $20 \text{ m}^{1/3}\text{s}^{-1}$;
- por sua vez, para secções com revestimento do fundo (ou seja, para secções em que o fundo seja revestido em betão) adoptou-se um valor de K igual a $40 \text{ m}^{1/3}\text{s}^{-1}$;

O aumento no valor de K observado pretende reflectir a diminuição rugosidade do leito. De referir que os valores dos coeficientes de *Manning-Strickler* considerados, no presente estudo, são substancialmente inferiores aos normalmente adoptados, esta minoração pretende ter em consideração o aumento da resistência ao escoamento face à presença do caudal sólido que o próprio transporta. Assim, tendo em conta a grande quantidade de material sólido depositados no leito da ribeira, e que pode ser mobilizado e transportado pelo escoamento, julga-se que os valores adoptados permitem reflectir o empolamento da superfície livre com a presença do caudal sólido.

Sobrelevação em curvas

Para as zonas em curva, a sobrelevação da superfície livre que se observa no extradorso de cada curva foi estimada por:

$$\Delta h = \frac{V^2 b}{2g R}$$

onde:

Δh – sobrelevação da superfície livre no extradorso na curva;

V – velocidade média;

B – largura superficial;

g – aceleração da gravidade;

R – raio de curvatura do eixo do canal.

Considerou-se que a sobrelevação é constante ao longo da curva, propagando-se, de modo linear para jusante, numa extensão tripla da largura do canal.

Altura dos muros

A altura mínima dos muros marginais da ribeira da Madalena do Mar foi definida adicionando à altura de escoamento nas várias secções do canal uma folga.

Uma vez que o escoamento na ribeira ocorre em regime rápido e com elevada turbulência, a folga a adoptar foi definida com base na expressão proposta por USBR (1987)¹:

$$f = 0,61 + 0,0372 V \sqrt[3]{h}$$

onde:

f – folga;

V – velocidade média do escoamento;

h – altura média do escoamento.

Esta expressão conduz a valores compreendidos entre 0,9 a 1,3 m (com média de 1,1 m).

5.3 SITUAÇÃO ACTUAL

A simulação das condições de escoamento na situação actual do troço da ribeira em estudo foi efectuada com base no modelo desenvolvido a partir dos perfis transversais, obtidos com base no levantamento topográfico disponível, à escala 1:500 disponibilizado pela SRES (2011), conforme havia sido referido anteriormente.

Para verificação das condições de escoamento actuais, a simulação das condições de escoamento foi efectuada considerando um regime permanente e dois cenários de funcionamento:

- **Cenário A:** considerando o leito da ribeira com a sua configuração efectiva, com a definição dos travessões;
- **Cenário B:** considerando que houve assoreamento do leito da ribeira, sendo o talvegue definido pela linha que une as cristas dos diferentes travessões.

Assim, para simular os dois cenários de dimensionamento, foi necessário criar dois modelos para o troço em estudo, os quais foram complementados pela introdução dos perfis das pontes existentes no troço em estudo.

Nas **Figura 5.1** a **Figura 5.3** apresentam-se as características do escoamento para o Cenário A (leito com a definição dos travessões) e nas **Figura 5.4** e **Figura 5.6** para o Cenário B (leito definido pelas cristas dos travessões). No **Anexo 1**, apresentam-se os valores numéricos que deram origem às referidas figuras.

¹ USBR, 1987. *Design of small dams*. 3^{ed.} United States Bureau of Reclamation. Water Resources Technical Publication. US. Dept. Interior, Washington.

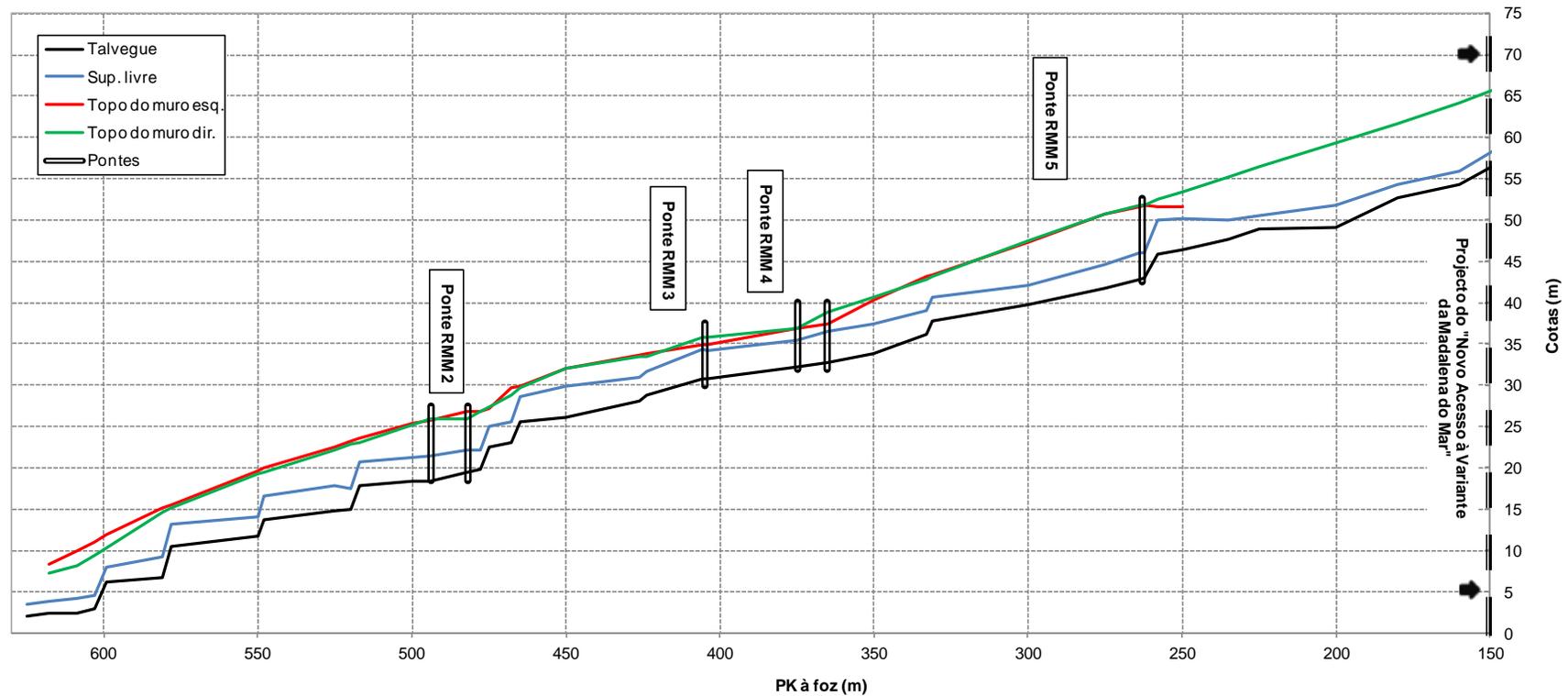


Figura 5.1 – Situação actual. Cenário A – leito com definição dos travessões.
Cotas da superfície livre, talvegue e topo dos muros ($Q_T = 100 \text{ anos} = 250 \text{ m}^3/\text{s}$).

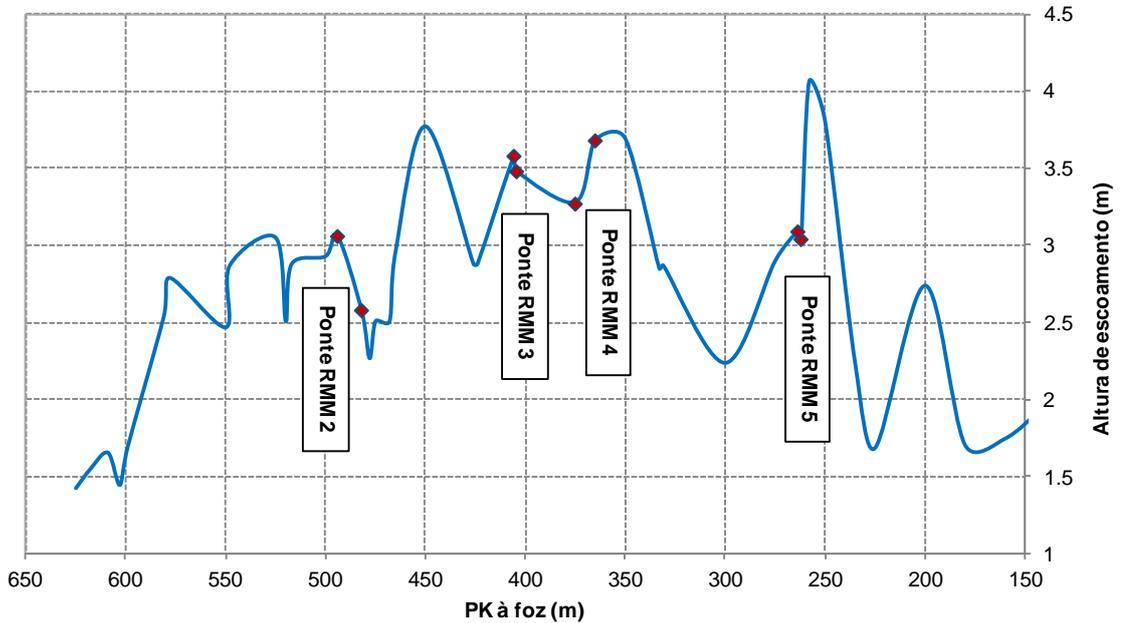


Figura 5.2 – Situação actual. Cenário A – leito com definição dos travessões.
Altura de escoamento ($Q_{T=100 \text{ anos}}=250 \text{ m}^3/\text{s}$).

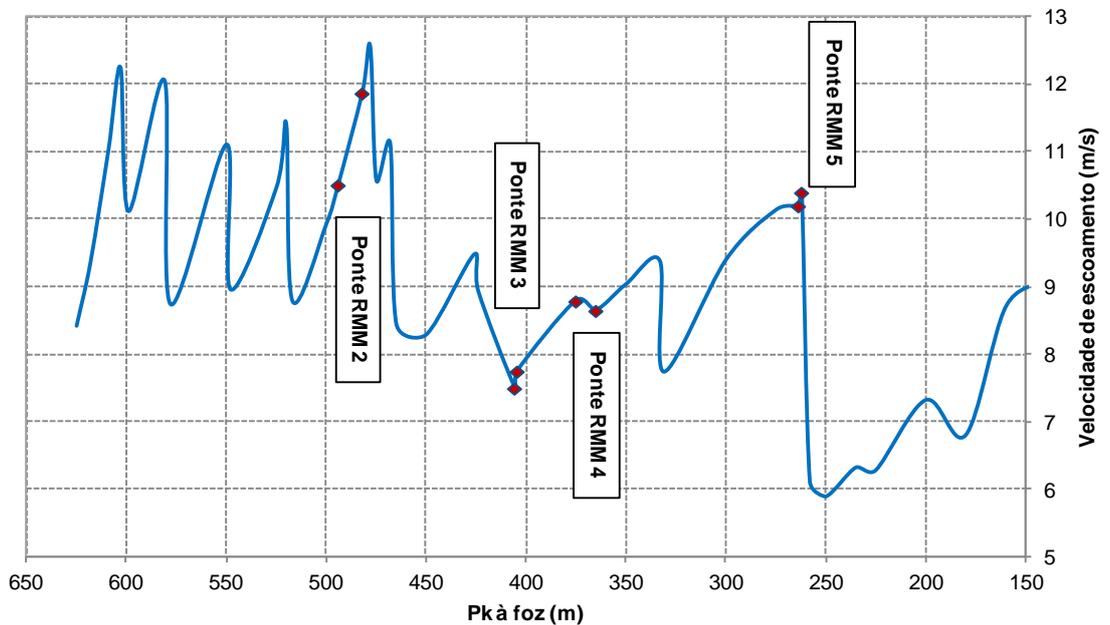


Figura 5.3 – Situação actual. Cenário A – leito com definição dos travessões.
Velocidade de escoamento ($Q_{T=100 \text{ anos}}=250 \text{ m}^3/\text{s}$).

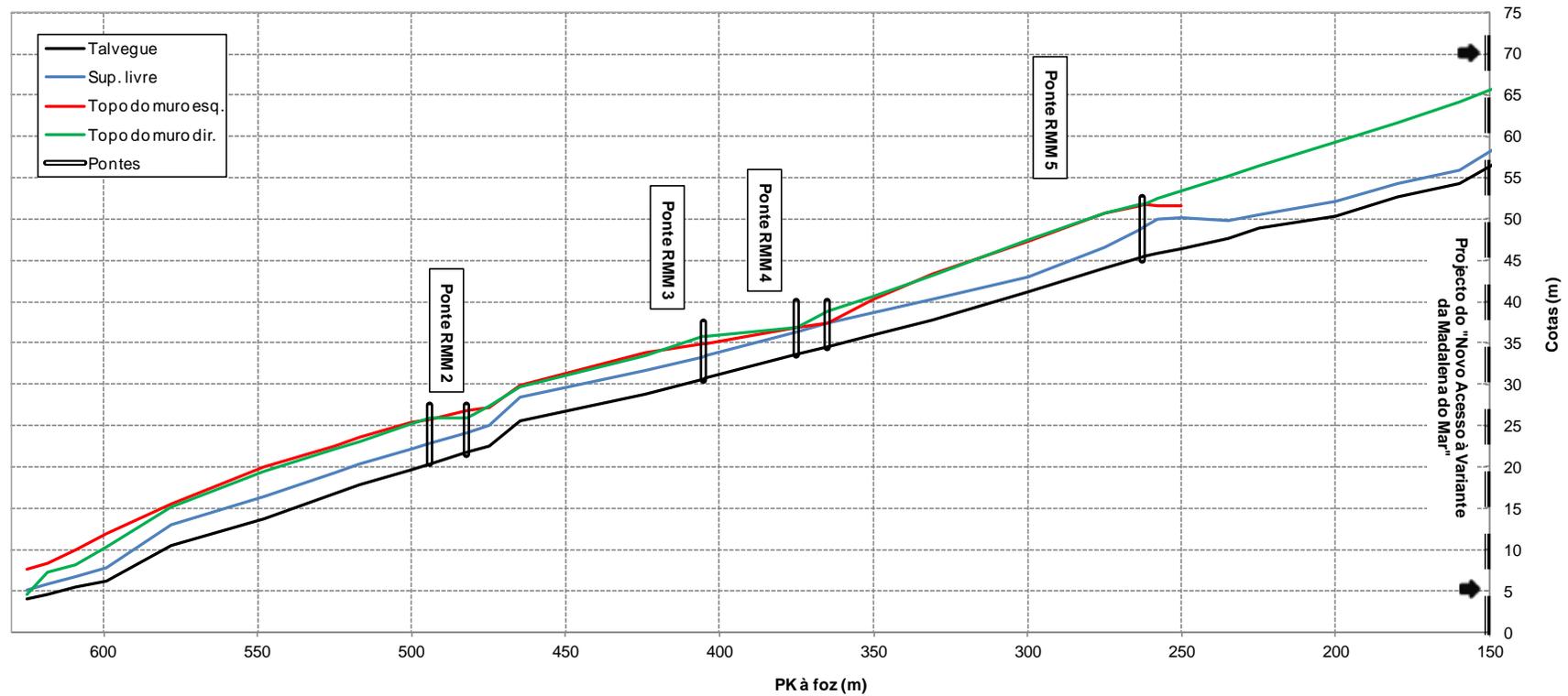


Figura 5.4 – Situação actual. Cenário B – leito definido pelas cristas dos travessões.
Cotas da superfície livre, talvegue e topo dos muros ($Q_T = 100 \text{ anos} = 250 \text{ m}^3/\text{s}$).

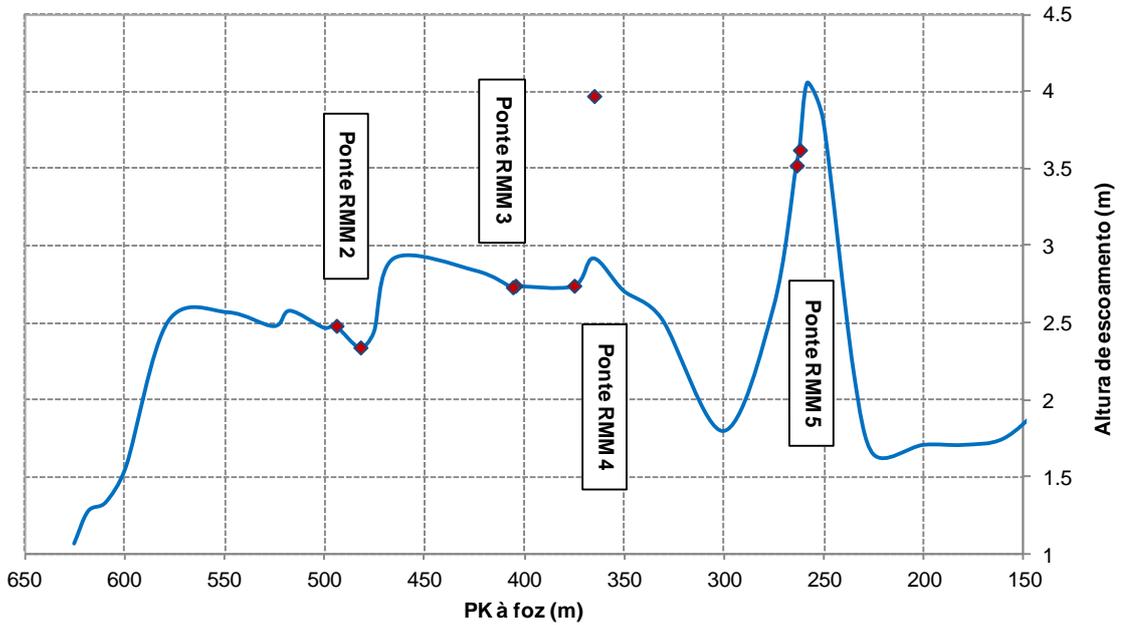


Figura 5.5 – Situação actual. Cenário B – leito definido pelas cristas dos travessões. Altura de escoamento ($Q_{T=100 \text{ anos}}=250 \text{ m}^3/\text{s}$).

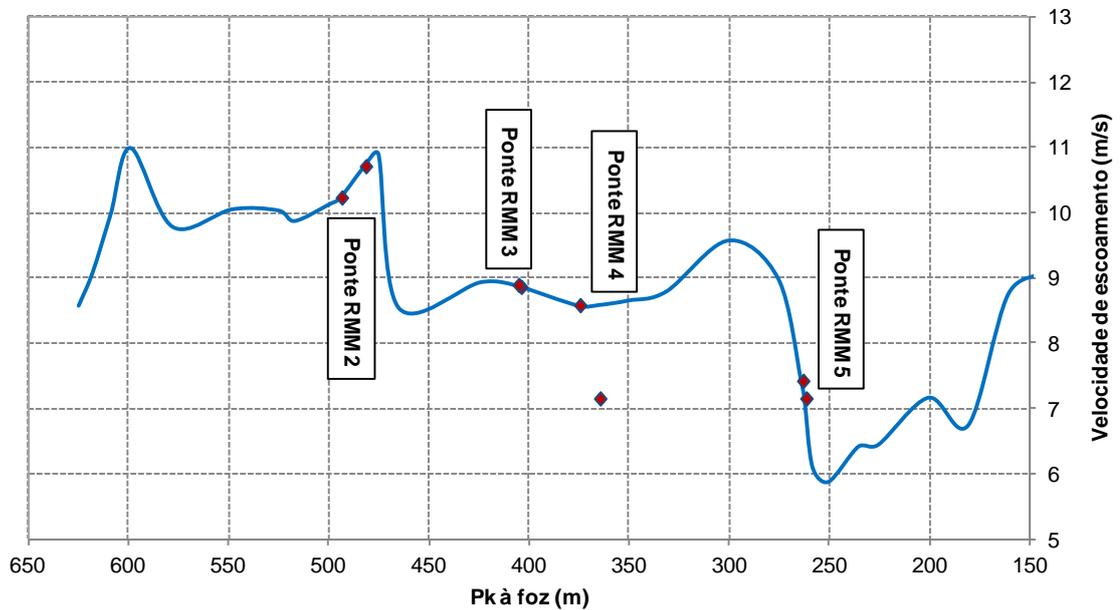


Figura 5.6 – Situação actual. Cenário B – leito definido pelas cristas dos travessões. Velocidade de escoamento ($Q_{T=100 \text{ anos}}=250 \text{ m}^3/\text{s}$).

5.4 SITUAÇÃO APÓS IMPLEMENTAÇÃO DAS INTERVENÇÕES PROPOSTAS

A simulação das condições de escoamento após a implementação das intervenções propostas foi efectuada substituindo, nos modelos da ribeira efectuados para a situação actual, os localizados nos troços onde se pretende intervir pelos perfis correspondentes às intervenções propostas. Os perfis introduzidos neste modelo tiveram por base os desenhos do presente Estudo Prévio.

Nas **Figura 5.7** a **Figura 5.9** apresentam-se as características do escoamento para o Cenário A (leito com a definição dos travessões) e nas **Figura 5.10** e **Figura 5.12** para o Cenário B (leito definido pelas cristas dos travessões). No **Anexo 2**, apresentam-se os valores numéricos que deram origem às referidas figuras.

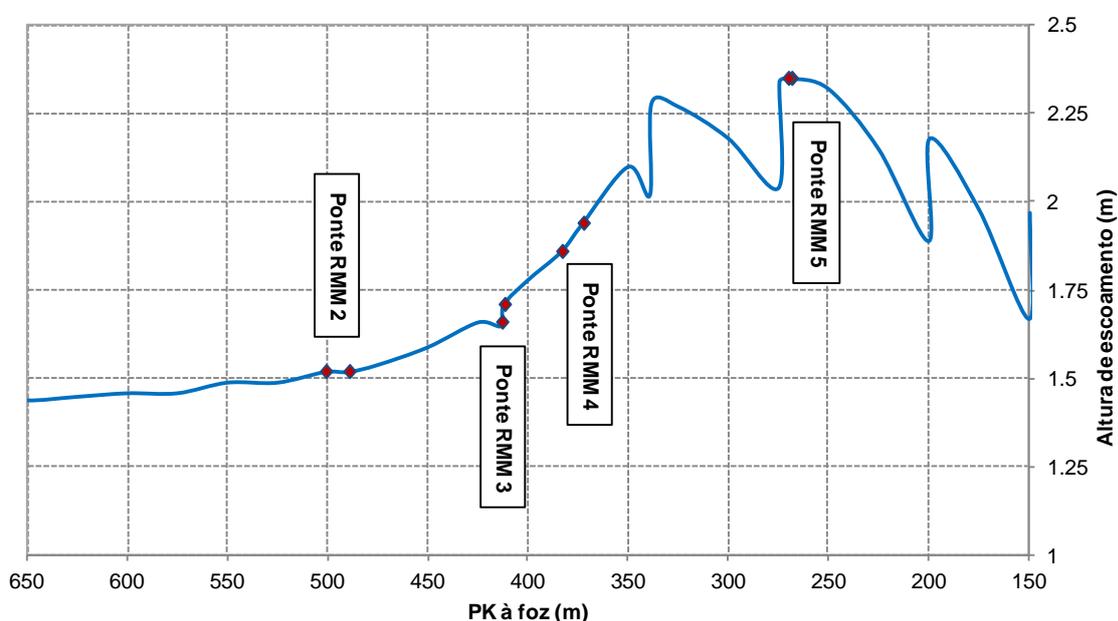


Figura 5.7 – Intervenções propostas. Cenário A – leito com definição dos travessões.
Altura de escoamento ($Q_{T=100 \text{ anos}}=250 \text{ m}^3/\text{s}$).

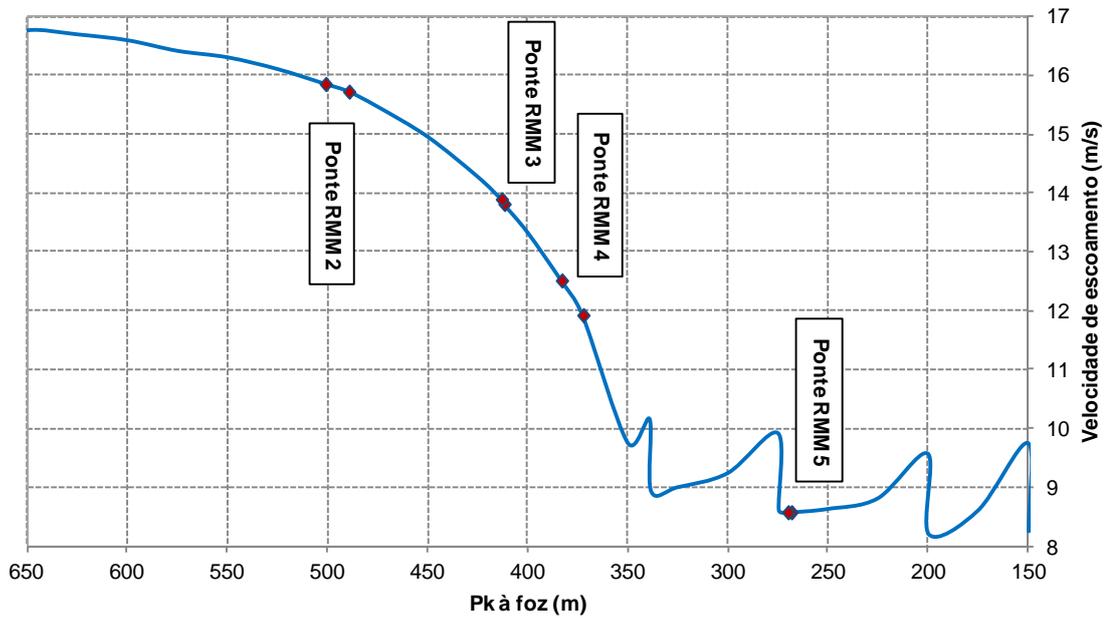


Figura 5.8 – Intervenções propostas. Cenário A – leito com definição dos travessões.
Velocidade de escoamento ($Q_{T=100 \text{ anos}}=250 \text{ m}^3/\text{s}$).

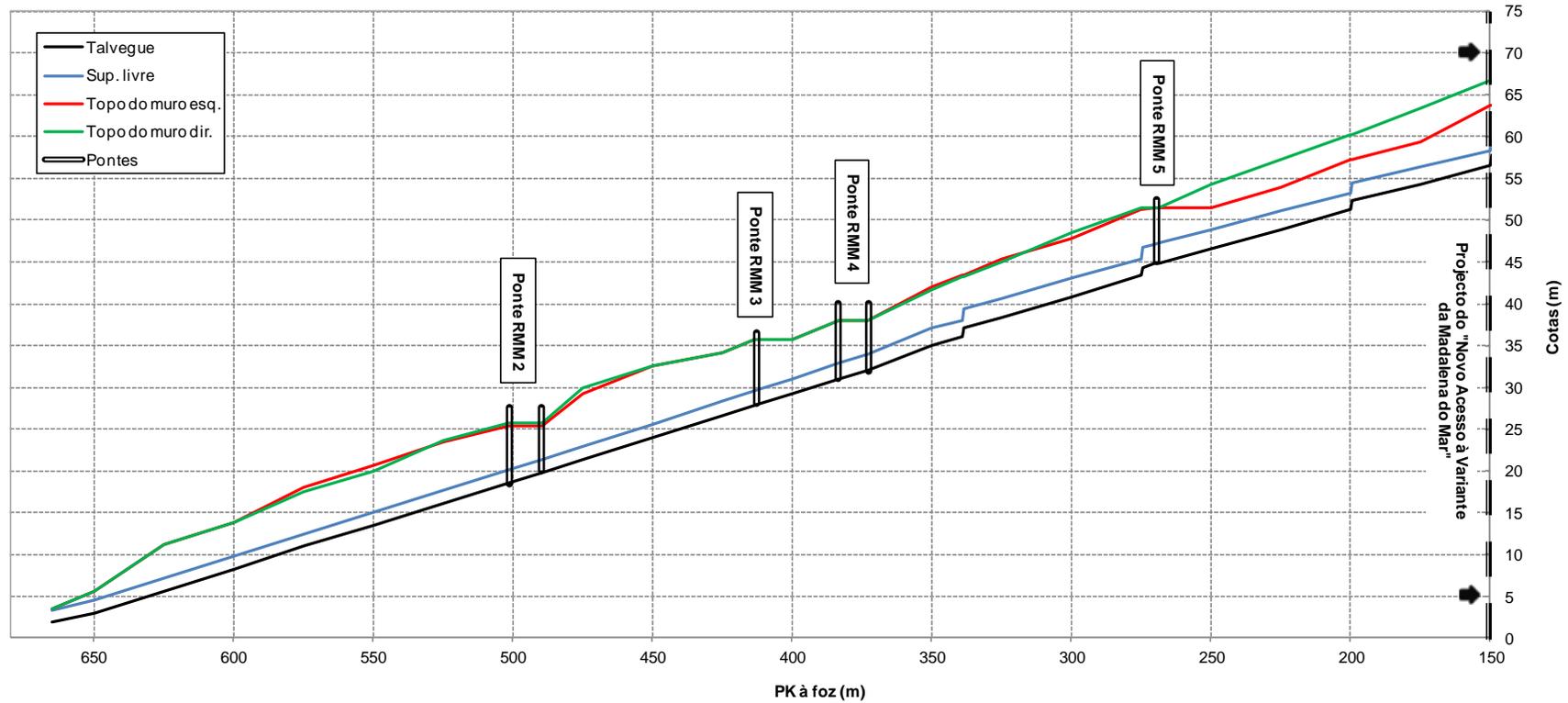


Figura 5.9 – Intervenções propostas. Cenário A – leito com definição dos travessões.
Cotas da superfície livre, talvegue e topo dos muros ($Q_T = 100 \text{ anos} = 250 \text{ m}^3/\text{s}$).

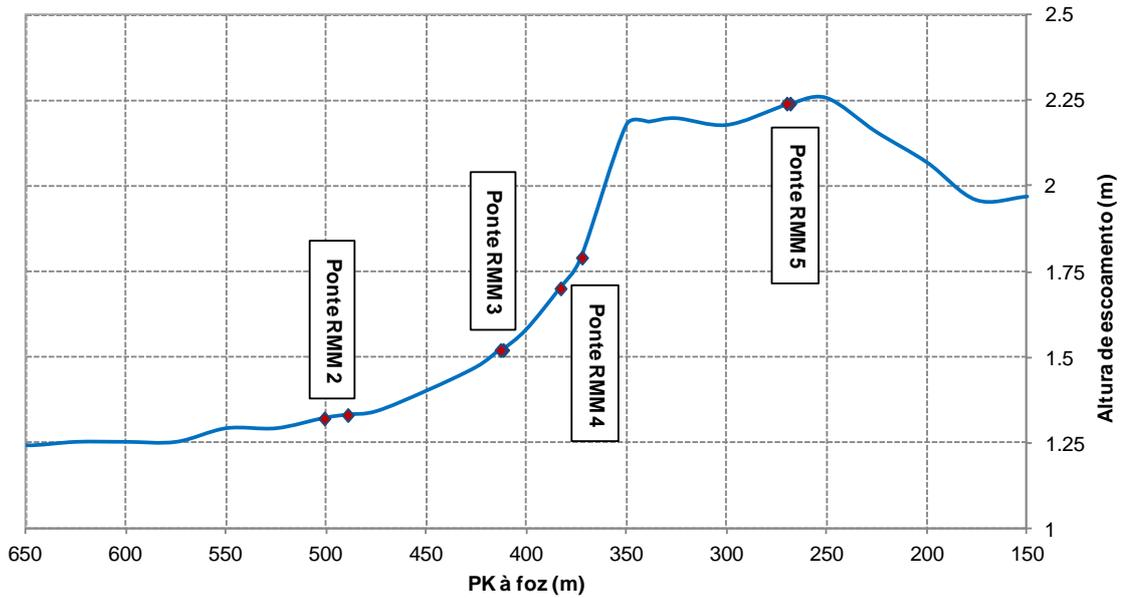


Figura 5.10 – Intervenções propostas. Cenário B – leito definido pelas cristas dos travessões. Altura de escoamento ($Q_T = 100 \text{ anos} = 250 \text{ m}^3/\text{s}$).

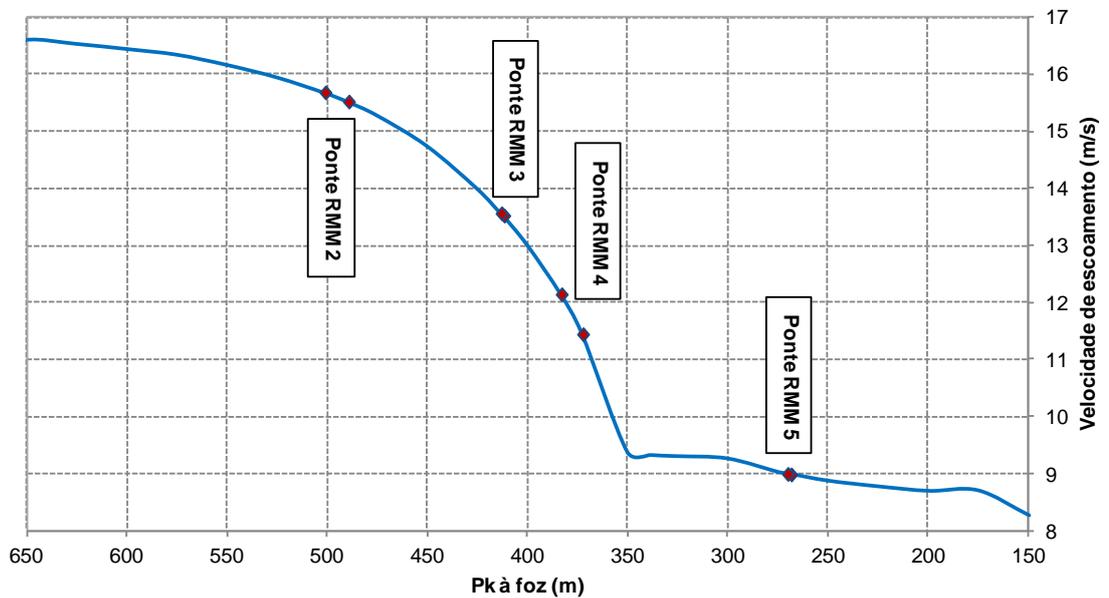


Figura 5.11 – Intervenções propostas. Cenário B – leito definido pelas cristas dos travessões. Velocidade de escoamento ($Q_T = 100 \text{ anos} = 250 \text{ m}^3/\text{s}$).

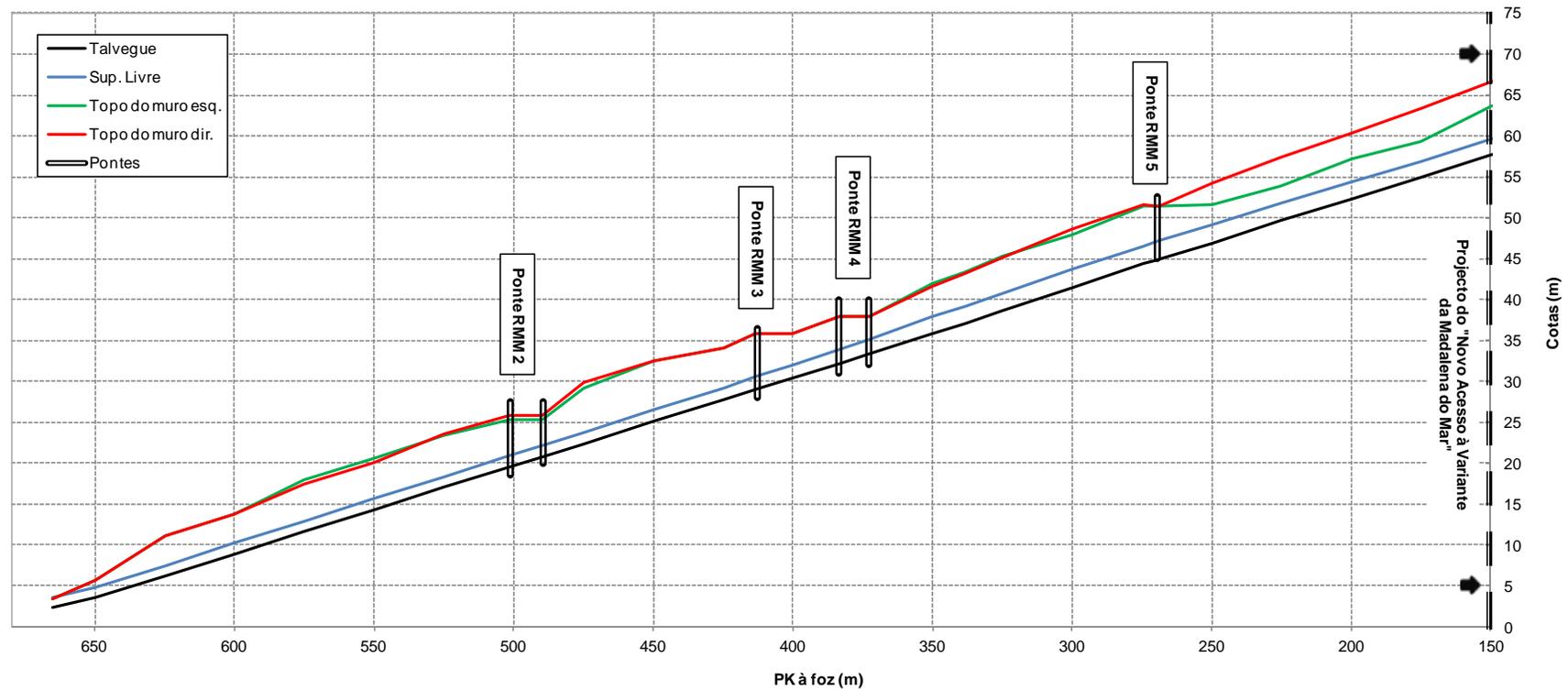


Figura 5.12 – Intervenções propostas. Cenário B – leito definido pelas cristas dos travessões.
Cotas da superfície livre, talvegue e topo dos muros ($Q_T = 100 \text{ anos} = 250 \text{ m}^3/\text{s}$).

5.5 ANÁLISE DAS CONDIÇÕES DE ESCOAMENTO

5.5.1 Situação actual

Da observação das figuras apresentadas na alínea 5.3 e do quadro apresentado no **Anexo 1**, referente à simulação das condições actuais de escoamento, Cenário A, verificou-se que as alturas de escoamento variam entre 1,4 e 4,1 m (com média de 2,7 m) e as velocidades de escoamento oscilam entre 5,9 e os 12,6 m/s (sendo a média igual a 9,3 m/s).

Salientar, ainda, os seguintes aspectos:

- a altura máxima do escoamento (altura superior a 4 m) ocorreu nas imediações do PK 0+250. Atendendo à configuração geométrica actual da ribeira verifica-se a existência de um estreitamento da secção, o que justifica o empolamento da superfície livre observado;
- no PK 0+450, o pico observado na altura de escoamento (**Figura 5.2**) resulta do material sólido que, actualmente, se encontra depositado na margem esquerda da referida secção;
- no trecho da ribeira compreendido entre PK 0+600 e o 0+630, troço onde actualmente existe o alargamento da secção, verificou-se uma diminuição da velocidade de escoamento na ordem dos 4 m/s.

Relativamente às condições de escoamento nas imediações das pontes existentes, observou-se que, de um modo geral, as pontes apresentam uma capacidade de vazão adequada, à excepção das pontes RMM4 e RMM3. Estas últimas apresentam folgas inferiores a 0,50 m.

De referir, ainda, que nas imediações das pontes RMM4 e RMM3, actualmente, se regista a existência de algum material sólido depositado no leito da ribeira, o que contribuirá para a diminuição da folga disponível.

Ao comparar os resultados obtidos no Cenário A (leito com definição dos travessões) e no Cenário B (leito definido pelas cristas dos travessões), observa-se que, no troço em estudo, as oscilações da altura de escoamento e da velocidade têm uma frequência maior no Cenário A, devido à definição dos travessões.

No Cenário B (após a observação das figuras apresentadas na alínea 5.3 e do quadro apresentado no **Anexo 1**) constatou-se que alturas de escoamento e das velocidades oscilam entre os 1,1 e os 4,1 m (com média de 2,4 m) e os 5,9 e 11 m/s (com média de 8,7 m/s), respectivamente.

Quanto às condições de escoamento nos trechos onde se localizam as pontes existentes, observou-se uma diminuição da folga disponível nas pontes RMM4 e RMM2, tendo-se registado, inclusive, ao transbordamento da secção a montante da ponte RMM4. Relativamente às restantes pontes, verificou-se que estas apresentam uma capacidade de vazão adequada (folgas superiores a 1 m).

No entanto, importa salientar que a ponte RMM3, ao contrário do que se verificou após a simulação das condições de escoamento do Cenário A, esta apresenta uma capacidade de vazão adequada. Isto acontece, porque ao implementar a configuração geométrica do Cenário B (leito definido pelas cristas dos travessões) fez com que em alguns troços da ribeira em estudo, em especial, nos locais onde, ainda, se observa a deposição de material sólido, promove-se à regularização do leito, com isto obtendo-se condições de funcionamento mais favoráveis.

Em síntese, as condições de escoamento obtidas nos dois cenários (Cenário A e B), em termos médios, são muito semelhantes. No entanto, observa-se que o Cenário A conduz a situações mais gravosas nas secções dos travessões e que o Cenário B a situações mais gravosas nas secções situadas entre os travessões, na maioria dos casos.

5.5.2 Situação após implementação das intervenções propostas

Da observação das figuras apresentadas na alínea 5.4 e dos quadros apresentados no **Anexo 2**, referentes à simulação das condições de escoamento após a implementação das intervenções propostas, no **Quadro 5.1** apresentam-se as características de escoamento obtidas para cada um dos cenários simulados. Neste quadro são apresentados os valores máximos e mínimos, assim como o respectivo valor médio.

Quadro 5.1 – Intervenções propostas. Características do escoamento obtidas nos Cenários A e B (valores máximos, mínimos e médios).

Cenários	A		B	
	Altura de escoamento (m)	Velocidade de escoamento (m/s)	Altura de escoamento (m)	Velocidade de escoamento (m/s)
Máximo	2,4	16,6	2,3	16,6
Mínimo	1,4	8,2	1,2	8,3
Média	1,9	12,2	1,7	12,4

Em relação às condições de escoamento actuais, verifica-se que com a implementação das intervenções propostas conduzem a condições de escoamento com variações menos significativas, e conseqüentemente, uma capacidade de transporte mais constante e uma melhoria nas condições de funcionamento hidráulico, esperando-se uma diminuição das zonas de deposição, em especial, no trecho final do troço em estudo.

Tal como para a simulação das condições actuais de escoamento, ao comparar os resultados obtidos no Cenário A (leito com definição dos travessões) e no Cenário B (leito definido pelas cristas dos travessões), observa-se que as oscilações de altura e velocidade de escoamento têm uma frequência muito maior no Cenário A, conforme se pode observar no trecho compreendido entre PK 0+150 e o PK 0+350 (troço da ribeira onde se prevê implementar travessões).

Salientar, ainda, que no trecho da ribeira onde se prevê a regularização da soleira com betão ciclópico (troço localizado entre o PK 0+350 e o PK 0+665), a velocidade média de escoamento ronda os 15 m/s.

Relativamente às condições de escoamento obtidas nas imediações das pontes existentes, observa-se que, com a implementação da presente intervenção, estas apresentam uma capacidade de vazão adequada.

6 CONDIÇÕES GEOLÓGICO-GEOTÉCNICAS

6.1 ENQUADRAMENTO GEOLÓGICO

A Ribeira da Madalena do Mar situa-se na parte ocidental da ilha da Madeira, com origem num planalto denominado Paul da Serra. A Ribeira possui na generalidade uma orientação próxima de NNE-SSW, desenvolvendo-se ao longo de aproximadamente 6,6 km, atravessando complexos vulcânicos de diferentes idades.

O Paul da Serra constitui o elemento principal de um conjunto vulcânico com orientação predominante NW-SE, cuja vertente norte se caracteriza por possuir inclinações próximas da vertical possuindo por isso poucas linhas de água. A vertente sul possui uma densa rede de linhas de água, incluindo a ribeira da Madalena do Mar e seus afluentes, apresentando inclinações mais suaves junto à cabeceira e até sensivelmente metade do seu percurso, onde existe uma sucessão de degraus que culminam num onde o desnível é aproximadamente de 50 m (**Fotografia 6.1**). Este ponto coincide com a confluência da Ribeira do Poço da Urze, a partir do qual a Ribeira da Madalena do Mar assume inclinações mais agressivas.



Fotografia 6.1 – Desnível na zona de confluência da Ribeira do Poço da Urze com a Ribeira da Madalena do Mar

Do ponto de vista geológico, e segundo a Folha A da Ilha da Madeira da Carta Geológica de Portugal, a cabeceira da ribeira da Madalena do Mar encaixa materiais pertencentes ao *Complexo basáltico superior do Paul da Serra* (β^4) que é constituído essencialmente por

escoadas basálticas compactas subhorizontais, intercaladas por níveis piroclásticos amarelados ou avermelhados. Frequentemente as lavas apresentam uma disjunção em bolas ou em plaquetas (**Fotografia 6.2**). Nesta zona a ribeira segue um traçado meandriforme, com vertentes suaves. Salienta-se a existência de aparelhos vulcânicos secundários constituídos essencialmente por depósitos piroclásticos finos a grosseiros, de onde se destaca o Pico da Urze, por ser a nascente da Ribeira com o mesmo nome e que corresponde a um afluente importante da Ribeira da Madalena do Mar .



Fotografia 6.2 – Disjunção em forma de bola dos basaltos no planalto Paul da Serra

Para jusante, a ribeira intersecta o *Complexo Vulcânico Pós-Miocénico do Paul da Serra* (β^3) que é constituído principalmente por alternâncias de bancadas de basaltos e de materiais piroclásticos. Nesta zona, o vale torna-se progressivamente mais encaixado, apresentando morfologia em forma de “V”.

Segue-se um estreitamento brusco do vale, ladeado por vertentes praticamente subverticais, com sucessivos degraus até uma queda de, aproximadamente, 50 a 60 m, sempre em materiais pertencentes ao *Complexo vulcânico pós-miocénico com intercalações piroclásticas* (β^2). A partir desse ponto e praticamente até à foz, incluindo a zona de tecido urbano, o vale alarga, assumindo um fundo plano, mantendo margens muito íngremes, evoluindo sempre sobre o complexo β^2 .

Segundo a Notícia Explicativa da Carta Geológica de Portugal, este complexo vulcânico (β^2) é constituído por maiores espessuras de materiais piroclásticos que são intercalados por

escoadas basálticas menos espessas, invertendo-se esta tendência à medida que se aproxima do mar.

Após o maior desnível, na zona onde o vale alarga, o fundo encontra-se coberto por materiais aluvionares, por vezes apresentando pouco transporte, aumentando de espessura à medida que se aproxima da foz, geralmente constituídos por seixos e blocos, por vezes com matriz silto-argilosa.

Na zona da foz ocorrem as cascalheiras e areias de praia com espessura desconhecida.

Na **Fotografia 6.3** apresenta-se o extracto da Carta Geológica de Portugal, da Ilha da Madeira, folha A, na escala original 1 / 50 000, onde se representam os diferentes complexos vulcânicos atravessados pela ribeira em estudo.

6.2 RECONHECIMENTO GEOLÓGICO DE SUPERFÍCIE

De uma forma geral, na zona da foz da ribeira, onde se prevê uma maior intervenção, identificaram-se vastas extensões de cascalheiras de praia, desconhecendo-se a sua espessura. Normalmente são constituídas por elementos de natureza basáltica, com uma granulometria muito vasta, variando entre o seixo e os blocos, com matriz, quando existentes, solta, silto-argilosa de tons acastanhados (**Fotografia 6.4**).



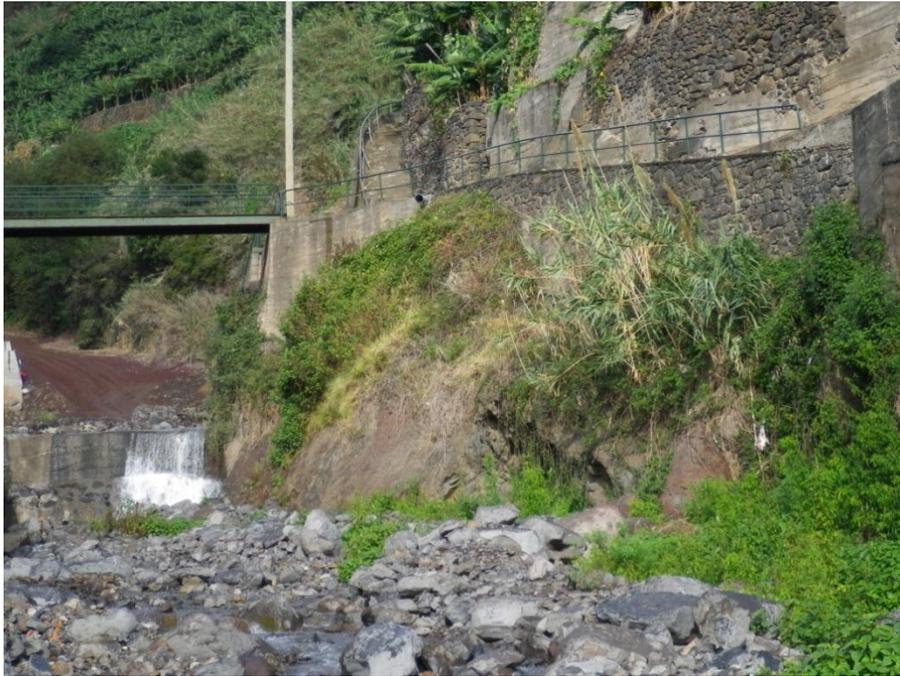
Fotografia 6.4 – Cascalheiras de praia na zona da foz da Ribeira da Madalena do Mar.

Ao longo do troço de ribeira em estudo ocorrem sempre materiais aluvionares que cobrem a totalidade do fundo do vale, sendo estes constituídos, igualmente, por seixos e calhaus de basalto (**Fotografia 6.5**).



Fotografia 6.5 – Fundo da ribeira revestido por materiais aluvionares grosseiros

Ao longo das margens, alternando com os depósitos mais recentes, ocorrem materiais com características de rocha a rocha branda, como basaltos e tufos brechóides compactos (**Fotografia 6.6** e **Fotografia 6.7**).



Fotografia 6.6 - Afloramento de tufo brechóide na margem esquerda.



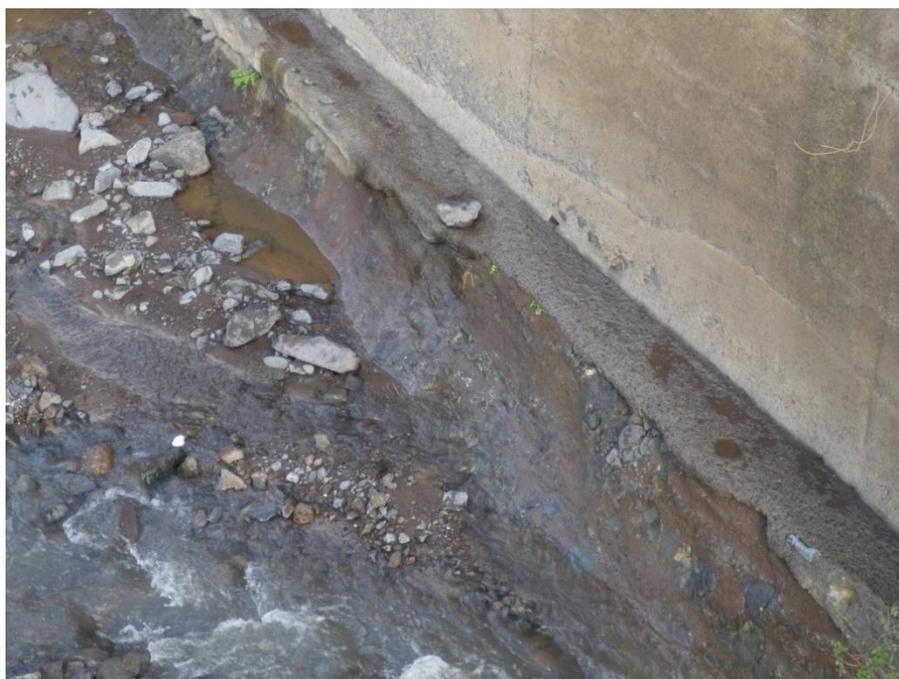
Fotografia 6.7 - Afloramento de tufos brechóides na margem direita.

Salienta-se a existência de um afloramento (**Fotografia 6.7** e **Fotografia 6.8**), com estruturas de habitação no topo, que aparenta estar próximo do seu limite de estabilidade. Este local será objecto de particular atenção, em que serão definidas e pormenorizadas as soluções de estabilização a adoptar.



Fotografia 6.8 – Zona de potencial instabilização.

Nas zonas onde a ribeira já se encontra regularizada, não foram identificadas grandes sobreescavações das fundações dos muros, assim como dos travessões, existindo pontualmente alguns locais onde a fundação foi exposta e/ou os muros se encontram parcialmente destruídos. Exemplo disso é o troço apresentado na **Fotografia 6.9** onde se pode observar a fundação do muro assente directamente em tufo brechóides. Também na **Fotografia 6.9** e na **Fotografia 6.10** se observam algumas destruições parciais do muro de regularização que deverá ser objecto de reabilitação.



Fotografia 6.9 – Sobreescavação da fundação dos muros.



Fotografia 6.10 – Zonas onde o muro se encontra parcialmente destruído

Em grande parte do curso da ribeira não foi possível visualizar em que materiais as estruturas de regularização se encontram fundadas. Nalguns locais foi possível reconhecer tufos brechóides na fundação das estruturas, admitindo-se que nalguns trechos, os muros se encontrem fundados em materiais colúvio-aluvionares, o que potenciará a ocorrência de sobreescavações.

6.3 RECONHECIMENTO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO

6.3.1 Considerações iniciais

Face à situação actual do trecho da Ribeira da Madalena do Mar a intervencionar as soluções de regularização implicam a substituição de obras de arte, nomeadamente as pontes RMM1, RMM2, RMM3, RMM4 e RMM5, bem como a estabilização e contenção dos taludes do canal através da construção de muros de suporte nas zonas indicadas nos **Desenhos 07, 08 e 09** por Zona 1, Zona 2, Zona 3.

A concepção e a definição das soluções de fundação dos muros de suporte e contenções implicam o reconhecimento dos respectivos terrenos de fundação.

Mediante o exposto, apresenta-se em seguida um Programa de Prospecção que deverá ser realizado pelo Empreiteiro e antes do início das obras.

6.3.2 Programa de Reconhecimento Geológico-Geotécnico

O programa que se apresenta tem como objectivo determinar as características geológico-geotécnicas, em profundidade, dos terrenos a longo do trecho da ribeira a intervencionar, em particular no local de fundação das obras de arte anteriormente referidas e das estruturas de suporte nas zonas 1,2 e 3 (**Desenhos 07, 08 e 09**).

Assim, junto à foz da ribeira preconiza-se a execução de duas sondagens mecânicas – S9 e S10, com o intuito de reconhecer a espessura dos materiais colúvio-aluvionares, assim como avaliar as características geomecânicas do maciço de fundação do trecho final do canal.

No que respeita à ponte RMM2, deverão ser executadas duas sondagens – S7 e S8, uma em cada encontro, de modo a reconhecer os seus materiais constituintes, assim como para avaliar as condições de fundação.

No local da ponte RMM4, dado que na margem direita as soluções de regularização não implicam a fundação de estruturas, limitando-se à betonagem do maciço exposto, apenas se preconiza a realização de uma sondagem (S3) para a margem esquerda, onde as intervenções previstas obrigam a reconhecimento dos terrenos em profundidade.

No que concerne às soluções de contenção dos taludes do canal, estas obrigam, nas zonas 1, 2 e 3, ao reconhecimento dos terrenos onde serão fundados os respectivos muros de suporte. Assim, para a zona 1 (margem esquerda), preconiza-se a realização de duas sondagens – S1 e S2; na zona 2 (margem direita) preconiza-se a realização de uma sondagem – S4 e, na zona 3, dado que as intervenções serão realizadas em ambas as margens, preconiza-se a realização de uma sondagem em cada margem – S5 e S6.

Todas as sondagens deverão ser rotativas, verticais, com diâmetro de furação superior ou igual a 76 mm e com recuperação total de testemunho, prevendo-se um comprimento mínimo variável, como se mostra no **Quadro 6.1**.

Quadro 6.1 – Sondagens mecânicas a realizar. Características.

Zona/obra de arte	Sondagem	Inclinação (°)	Comprimento mínimo (m)
Trecho final do canal	S10	90°	10,5
	S9	90°	10,5
Ponte RMM2	S8	90°	10,5
	S7	90°	10,5
Ponte RMM4	S3	90°	10,5
Zona 3	S5	90°	13,5
	S6	90°	13,5
Zona 2	S4	90°	22,5
Zona 1	S2	90°	15,0
	S1	90°	15,0

Sempre que os terrenos o permitam, a execução das sondagens deverá ser acompanhada da execução de ensaios SPT (*Standard Penetration Test*), espaçados em 1,5 m.

A localização dos trabalhos propostos encontra-se no **Desenho 20**.

7 INTERVENÇÕES A REALIZAR

7.1 CANAL

Atendendo à configuração geométrica da ribeira no troço em estudo, este pode ser dividido nos seguintes trechos (para uma mais fácil compreensão sugere-se a consulta do **Desenho 02**):

- Trecho inicial compreendido entre o PK 0+150 ao 0+250, a ribeira, apenas, apresenta muro no lado direito, quanto ao muro do lado esquerdo este, actualmente, não existe. Faz-se notar que a largura da secção no PK 0+150 é de cerca de 15 m;
- Trecho intermédio compreendido entre PK 0+250 ao 0+600, onde a ribeira neste troço apresenta, em média, uma largura de aproximadamente 10 m;
- Por último, no trecho final (PK 0+600 ao 0+630), na zona da foz da ribeira, existe um alargamento da secção onde se regista uma variação da largura na ordem dos 15 m (a largura da secção passa dos 10 m para os 25 m numa extensão de aproximadamente 30 m).

Após a ocorrência das últimas duas cheias, observou-se que o trecho mais afectado foi o trecho final, trecho onde se verificou a deposição de grandes quantidades de material sólido, o que, por sua vez, provocou o entupimento da foz fazendo com isto que o escoamento transbordasse os muros do canal. De referir, ainda, que nesta zona se registou ao arranque da ponte pedonal, localizada sobre a foz da ribeira, em ambas as cheias. Na **Fotografia 7.1** apresenta-se as pontes pedonais existentes sobre a foz antes das cheias registadas em Fevereiro e Outubro de 2010, bem como o seu estado após a ocorrência das mesmas.





Fotografia 7.1 - Ponte Pedonal sobre a foz da ribeira da Madalena do Mar: a) e b) Antes e após a cheia de Fevereiro de 2010, respectivamente; c) e d) Antes e após a cheia de Outubro de 2010, respectivamente.

Relativamente aos restantes troços indicados não se tem registo da ocorrência de problemas significativos, à excepção de alguns assoreamentos ocorridos em vários trechos do canal, como os que se evidenciam na **Fotografia 7.2**.



Fotografia 7.2 – Ribeira da Madalena do Mar. Deposição do material sólido em alguns trechos do troço em estudo (situação actual).

Assim, e com intuito de resolver os problemas identificados, será necessário fazer diversos tipos de intervenções no sentido de:

- alargar a secção de vazão do troço em estudo da ribeira, de modo a uniformizar-se a largura do canal.
- eliminar o alargamento existente na foz;

- regularizar a soleira, por forma a eliminar os travessões existentes, de forma a promover o aceleração do escoamento no trecho final do canal, pretendo-se, com isto, evitar a perda da capacidade de material sólido;
- prolongar os muros na foz da ribeira para jusante (ou seja, pela praia a dentro), de modo a conduzir o escoamento para uma zona mais próxima do mar.

Face ao exposto, as obras que se preveem são as seguintes:

- Execução de novos troços de muro numa extensão total de aproximadamente 760 m;
- Demolição de vários troços de muro na extensão total de cerca de 360 m;
- Reforço das fundações dos muros de canalização, em vários troços;
- Regularização da soleira da ribeira com betão ciclópico numa extensão de 315 m (**Fotografia 7.5**);
- Execução de obras complementares, designadamente para manutenção e limpeza da ribeira, como rampas de acesso (**Fotografia 7.6**), e reposição de levadas (**Fotografia 7.7**).
- Restabelecimento de serviços afectados pelas obras a realizar.



Fotografia 7.3 – Zona de construção do muro do lado esquerdo.



Fotografia 7.4 – Zonas onde se prevê a demolição e reconstrução das muralhas existentes.



Fotografia 7.5 – Zona onde se pretende regularizar a soleira.



Fotografia 7.6 – Localização da rampa de acesso à ribeira na margem esquerda (vista de jusante para montante).



Fotografia 7.7 – Levada a repor na margem esquerda, localizada a montante da ponte RMM4.

Em seguida apresentam-se as opções de projecto adoptadas no presente estudo.

Muros do canal

Tendo em conta as alturas de escoamento e das folgas calculadas, estima-se uma altura dos muros na ordem dos 3 m. No entanto, face à incerteza existente associada a este tipo de escoamento (ou seja, um escoamento misto) optou-se por fixar uma altura mínima de 5 m para os muros canal.

Relativamente ao troço terminal da ribeira da Madalena do Mar, trecho localizado entre a secção de jusante da ponte RMM1, ponte a reconstruir, e o PK 0+660 (**Desenho 02**), propõe-se uma redução linear da altura dos muros desde os 5 m até uma altura mínima de

1 m, ao longo de 35 m de extensão. Nas **Figura 7.1** e **Figura 7.2** apresenta-se um esquema da solução em cima descrita.

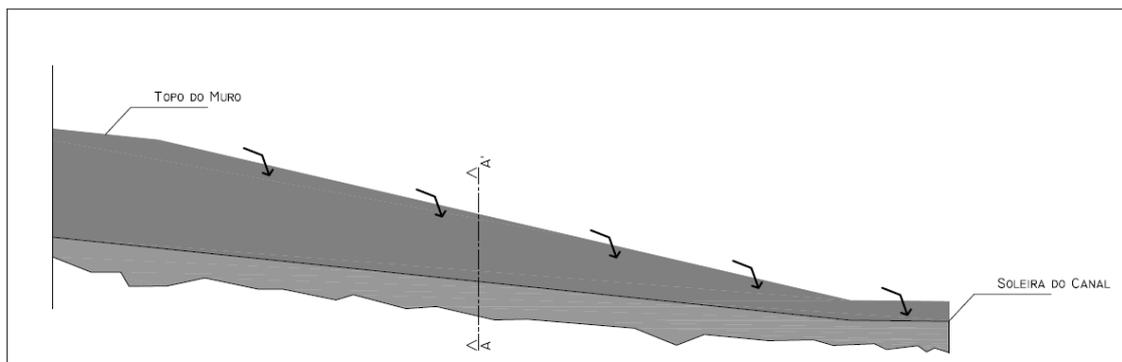


Figura 7.1 – Troço terminal da ribeira da Madalena do Mar. Definição dos muros. Perfil Longitudinal (sem escala).

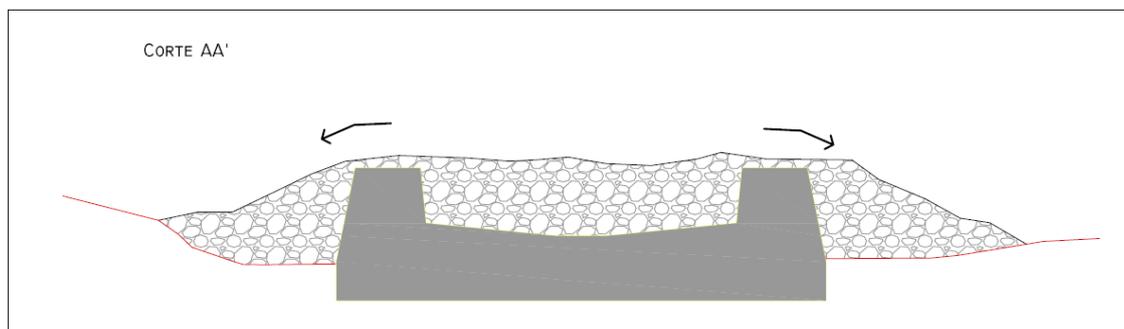


Figura 7.2 – Troço terminal da ribeira da Madalena do Mar. Definição dos muros. Corte transversal AA' (sem escala).

A solução proposta tem por objectivo possibilitar a descarga, em caso de assoreamento, de parte do material sólido afluente à foz da ribeira, para os terrenos contíguos ao canal, com isto ganhando-se uma capacidade armazenamento extra (**Figura 7.2**).

De referir, ainda, que a altura mínima dos muros de 1,50 m (em relação ao eixo do canal), à saída do canal, foi estabelecida com base na altura de escoamento obtida na simulação das condições de escoamento com a intervenção proposta.

Por último, no trecho localizado entre o PK 0+660 e o 0+665, zona onde se fará a transição do declive do canal para a praia (aspecto apresentado no ponto *Regularização da Soleira*), fixou-se a altura dos muros a uma altura de 1,50 m (em relação ao eixo do canal).

Prolongamento dos muros na foz da ribeira

No presente estudo propõe-se o prolongamento dos muros da foz até a cota de preia-mar (~ +1,90, cota em relação ao nível médio), tendo-se optado por não construir o canal pelo mar adentro, pelas razões que em seguida se apresentam.

Atendendo à batimetria do local em estudo, observou-se que o fundo marinho a jusante da foz é muito plano (a título exemplificativo, o desnível no fundo marinho, a jusante da foz, numa extensão de 100 m é de, apenas, 5 m).

No entanto, o prolongamento do canal pelo mar adentro implicaria, à partida, a execução de obras complexas e dispendiosas, como é o caso dos quebramares, necessários para a protecção das estruturas implantadas no mar, e de obras com fundação bastante mais profunda. Haveria, ainda, que acrescentar os elevados custos de manutenção desta solução, uma vez que para limpeza do trecho do canal submerso seria necessário recorrer a dragagens.

Acresce que o prolongamento referido, possibilitando, à partida, efectuar a deposição do material sólido uma zona mais afastada da foz, teria como desvantagem ser mais difícil observar e remover o material sólido aí depositado,

Face ao exposto, julga-se que o prolongamento dos muros pelo mar a dentro não trará, à partida, grandes vantagens face aos elevados custos de investimento e manutenção da referida solução.

Para finalizar, deve referir-se que os custos de manutenção da solução preconizada serão menores, uma vez que a limpeza poderá ser efectuada através da entrada directa dos meios mecânicos através da foz, durante os períodos de baixa-mar.

Regularização da soleira

A intervenção proposta prevê a regularização da soleira numa extensão de cerca de 315 m. Com a regularização proposta fará que o troço terminal seja constituído por um leito, com inclinação constante, tendo, para este efeito, sido fixado uma inclinação de 10,5%. A implantação da referida inclinação tem por base promover o aumento das velocidades de escoamento no trecho final do canal, prevendo-se, com isto, que a deposição do material sólido ocorra fora do canal, mais concretamente, no trecho de praia abaixo dos níveis de preia-mar.

No entanto, numa situação de funcionamento mais desfavorável, ou seja, no caso de se verificar o início do assoreamento no trecho terminal do canal, julga-se com a redução da altura dos muros proposta conseguirá promover o desvio da deposição para a zona de praia adjacentes ao canal e minorar, assim a possibilidade de propagação do assoreamento para montante.

No trecho terminal do canal prevê-se, ainda, um patamar com 5 m de comprimento e com uma inclinação de 1 %, com o objectivo de evitar a entrada directa do escoamento sobre o leito a jusante foz, evitando-se a formação de uma fossa de erosão contígua à secção terminal do canal. De referir, ainda, que no trecho referido, a mudança de declive preconizada não contribuirá para um desacelaramento significativo da velocidade de escoamento dada a pequena extensão do patamar. A forma final deste trecho deverá ser aferida após realização das sondagens previstas para reconhecimento da fundação desta obra.

Na sequência do aprofundamento da solução em estudo para a regularização do troço final da ribeira da Madalena do Mar, na zona compreendida entre os PK=0+430 e PK=0+480, verificou-se que o alargamento do canal e respectivas escavações e implantação podem comprometer a segurança dos edifícios de habitação contíguos ao canal. Para obviar danos estruturais nesses edifícios e todos os inconvenientes inerentes, adoptou-se uma solução de contenção através de uma cortina de estacas junto aos edifícios, que permita a construção do canal com minimização de efeitos sobre os mesmos.

Justificação da extensão da regularização da soleira de betão ciclópico

A extensão da soleira de betão proposta foi fixada atendendo aos aspectos que em seguida se apresentam.

Atendendo à ocupação dos terrenos no troço em estudo da ribeira da Madalena do Mar, observa-se uma maior ocupação ao longo do trecho localizado entre a ponte RMM4 e a foz da ribeira. Neste trecho regista-se a existência de várias habitações familiares e em terrenos contíguos aos muros da referida ribeira. Face a proximidade destas habitações aos muros da ribeira, propõe-se a regularização (ou seja, a eliminação de todos os travessões) e, posterior, revestimento do leito, com betão ciclópico, de modo a aumentar-se as velocidades de escoamento e, respectiva, capacidade de transporte do escoamento ao longo do referido troço.

Observou-se, ainda, que, após a simulação das condições de escoamento da situação actual, a ponte RMM4 apresenta uma capacidade de vazão insuficiente, pelo que haveria a necessidade de regularizar-se o leito junto da referida ponte, de modo a aumentar a respectiva secção de vazão. Propõe-se assim o início do revestimento do leito da ribeira numa secção a montante da ponte RMM4, mais concretamente, no PK 0+350.

Quanto ao revestimento da soleira no troço localizado a montante da secção atrás referida (troço compreendido entre o PK0+150 e o PK 0+350), considerou-se que este seria desnecessário, pelas razões que em seguida se apresentam:

- inexistência de habitações contíguas a este troço;

- dado não se ter registo da ocorrência de problemas significativos após a ocorrência das últimas cheias (Fevereiro e Outubro 2010).

Assim, no troço em cima mencionado propõe-se a implantação de três travessões. Os travessões foram posicionados nos seguintes PK, e pelos motivos que de seguida se apresentam:

- Reconstrução da levada no travessão situado no PK 0+340 (ver ponto *Levada a reconstruir*);
- Construção de dois travessões, localizado nos PK 0+200 e 0+275, de modo a reduzir-se as escavações ao longo dos troços onde estes se inserem.

Secção do canal

No troço do canal prevê-se a regularização da soleira com betão ciclópico e a utilização de uma secção com uma largura de 12 m, sendo a secção tipo proposta apresentada na **Figura 7.3**.

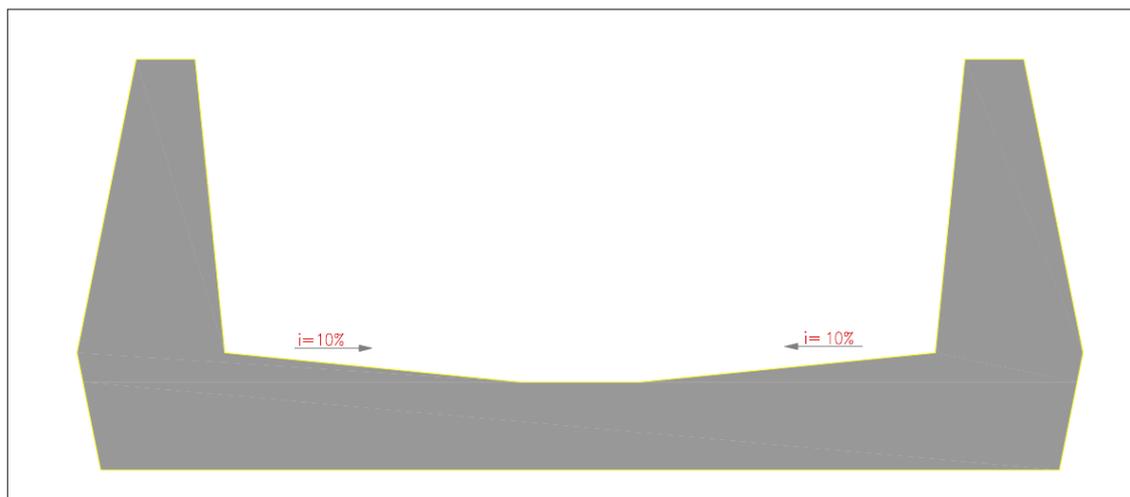


Figura 7.3 – Regularização da soleira em betão ciclópico. Secção tipo (sem escala).

Relativamente aos pormenores tipo da secção apresentada na figura anterior, deve referir-se que se propõe a criação de dois planos com um declive transversal de 10% e na zona central de um patamar de inclinação nula (com um comprimento de 2 m). A utilização deste tipo de secção tem por objectivo concentrar os escoamentos de caudais mais baixos na zona central, bem como promover deposição, concentração do material sólido, nessa zona e induzir, assim, o seu arrastamento mesmo para caudais menos significativos.

Levada a reconstruir

A tomada de água da levada a reconstruir será do tipo tirolês e estará localizada no topo travessão situado no PK 0+340. No **Desenho 12** apresenta-se a solução proposta.

Limpeza da foz da ribeira

No início de cada ano hidrológico e imediatamente após a ocorrência de qualquer cheia que cause assoreamentos significativos deverá ser efectuada a limpeza da foz da ribeira da Madalena do Mar.

7.2 PONTES

7.2.1 Considerações gerais

A ribeira da Madalena do Mar, na zona intervencionada, é atravessada por um total de 5 obras de arte, englobadas em duas categorias distintas, rodoviárias e pedonais. As duas pontes rodoviárias encontram-se localizadas na ER101 e na Estrada do Torreão. As pontes pedonais existentes neste momento são 3 passadiços metálicos, sendo dois deles a repor no mesmo local e o último junto à foz, a substituir por uma ponte pedonal em betão armado, equivalente à que já lá existiu e que foi destruída pelas cheias.

Devido ao alargamento previsto do canal as pontes existentes serão demolidas e substituídas por outras equivalentes com vão ligeiramente maior, mas mantendo a sua localização.

Para uma análise definitiva das intervenções a realizar serão necessários os seguintes trabalhos, incluídos na empreitada de construção:

- Levantamento das infraestruturas existentes nas actuais pontes, o seu desvio provisório e reposição final;
- Trabalhos de reconhecimento geológico-geotécnico;

7.2.2 Descrição das pré-existências construtivas

Apresenta-se, nos parágrafos seguintes, uma breve descrição das principais características de cada uma das obras de arte, na óptica da sua funcionalidade, dos materiais utilizados e dos sistemas estruturais adoptados.

Ponte RMM1

A ponte pedonal RMM1 vence um vão de aproximadamente 15 m, e pretende substituir um ponte que já existiu neste local a ligar o passeio marítimo mas que foi destruída nas últimas grandes cheias. A obra prevista é uma ponte pedonal em betão armado assente nos muros

do novo canal, com uma largura de 4 m. Actualmente, esta travessia está a ser realizada por meio de um passadiço metálico provisório que será desactivado.



Figura 7.4 – Ponte RMM1: a) Localização da ponte pedonal. b) Vista de montante com o passadiço a desactivar.

Ponte RMM2

Com um desenvolvimento em viés e um vão a rondar os 12 m, este viaduto rodoviário na ER 101, com uma faixa de rodagem em cada sentido, é constituído por uma laje em betão armado, assente em vigas pré-fabricadas pré-esforçadas, apoiadas monoliticamente nos encontros. Todos os elementos estruturais são em betão armado.



Figura 7.5 – Ponte RMM2: a) Vista de jusante. b) Encontro a reposicionar.

Ponte RMM3

O passadiço pedonal RMM3, com um desenvolvimento em viés, vence cerca de 11 m de vão, sendo o seu tabuleiro constituído por uma série de chapas metálicas; o pavimento é

suportado por duas vigas metálicas, de perfil em “I”, apoiadas nos muros que delimitam a ribeira.



a)



b)

Figura 7.6 – Ponte RMM3: a) Vista geral. b) Vista de montante.

Ponte RMM4

Com um desenvolvimento em viés e um vão a rondar os 12 m, este viaduto rodoviário na Estrada do Torreão, com uma faixa de rodagem em cada sentido, é constituído por uma laje em betão armado, assente em vigas pré-fabricadas pré-esforçadas, apoiadas monoliticamente nos encontros.



a)



b)

Figura 7.7 – Ponte RMM4: a) Vista sobre a ponte. b) Vista de montante.

Ponte RMM5

Com um vão a rondar os 12 m, este passadiço pedonal apresenta o tabuleiro constituído por uma série de chapas metálicas, sendo suportado por duas vigas metálicas, de perfil em “I”, apoiadas nos muros que delimitam a zona.



Figura 7.8 – Ponte RMM5: a) Vista geral. b) Encontro esquerdo.

7.2.3 Obras de arte a edificar

A requalificação da ribeira da Madalena do Mar obriga à demolição e reconstrução de raiz das obras de arte RMM1, RMM2, RMM3, RMM4 e RMM5. Assim, em relação à tipologia construtiva as obras inseridas nesta requalificação, apresentam dois tipos de soluções:

- Soluções em laje betonada *in situ*, com cimbres ao solo.
- Solução com recurso a vigas metálicas, colocadas com grua.

Uma vez que será necessária a reconstrução e reposicionamento dos paramentos do canal, que irão constituir os encontros da ponte, optou-se por uma solução betonada *in situ* para as pontes rodoviárias. Considerando que a laje de soleira do canal e as paredes do mesmo constituem uma estrutura monolítica optou-se por considerar uma estrutura em quadro fechado para as pontes RMM2 e RMM4 (**Desenhos 15 e 17**).

A solução construtiva com o uso de elementos perfilados metálicos será adoptada para o passadiço pedonal RMM3 e RMM5.

Para a ponte pedonal RMM1 (**Desenho 13**) será adoptada uma solução em betão armado perpendicular ao canal, que permite ganhar uma folga considerável em relação ao escoamento e ao acumular de detritos.

7.3 INFRA-ESTRUTURAS RODOVIÁRIAS

O presente capítulo refere-se ao projecto de infra-estruturas rodoviárias decorrentes da reformulação estrutural das pontes RMM2 e RMM4.

A reformulação da definição viária visa essencialmente repor as condições de tráfego existentes, após construção das novas obras de arte.

Deste modo, e face às condicionantes impostas, não só pelas edificações contíguas mas também pelos eixos viários existentes, procurou-se minimizar a intervenção para além dos limites das obras de arte e muros a construir.

A implantação das obras de arte novas não altera os eixos viários existentes, tendo sido respeitadas as cotas e o traçado do existente, pelo que deverá apenas ser repostos o existente.

7.4 SERVIÇOS AFECTADOS

O alargamento do canal entre o PK 0+250 e PK 0+600 poderá interferir com outras infraestruturas existentes, nomeadamente redes de água, electricidade, telefone, saneamento etc, pelo que se procurou obter junto da Câmara Municipal e da EEM os elementos cadastrados dessas infraestruturas, para proceder à sua reposição.

Relativamente à rede de abastecimento de água, rede de águas pluviais e de saneamento, fomos informados que estas foram executadas aquando da construção da Estrada do Torreão, não existindo cadastro sobre as mesmas na Câmara Municipal da Ponta do Sol.

Na sequência de uma visita à obra com o Engenheiro Lino Pita, técnico da Câmara Municipal da Ponta do Sol, realizada em 18 de Abril de 2012, identificou-se uma conduta em pressão na margem esquerda, que atravessa para a margem direita através da Ponte RMM4 e que carece de desvio provisório e posterior reposição, de forma a interferir o menos possível com o abastecimento de água à população na margem direita. Estes projetos de execução deverão ser realizados pela entidade que realizar as obras, uma vez que neste momento não existem dados suficientes para a realização do mesmo, nomeadamente: caudal, diâmetro, profundidades etc.

Na sequência dos contactos realizados com a EEM, Empresa de Electricidade da Madeira, obteve-se os cadastros fornecidos das redes junto à Ribeira da Madalena do Mar que se apresenta no **Desenho 21**.

7.5 ESTABILIZAÇÃO DE TALUDES

7.5.1 Considerações introdutórias

As soluções de contenção para estabilização de taludes que se apresentam subsequentemente foram concebidas e dimensionadas com base na informação disponível à data da realização do presente projecto.

Esta informação carece de aprofundamento, uma vez que não existem outros dados além do reconhecimento geológico de superfície. Deverão, assim, ser realizados, previamente à

execução das obras, os trabalhos de reconhecimento complementar preconizados no ponto 6.4.

Deste modo, previamente à execução dos trabalhos de construção, a concepção e o dimensionamento das soluções de contenção deverão ser reavaliadas com base nos resultados da campanha de reconhecimento complementar a executar.

Em sequência, as soluções que se apresentam nos **Desenhos 7, 8 e 9** são indicativas e não devem ser executadas sem o cumprimento do exposto no presente ponto. G

7.5.2 Zona 1 – Pk 0+250 a Pk 0+295

7.5.2.1 Descrição da solução

Nesta zona, que se localiza entre o Pk 0+250 e o Pk 0+295, é necessário recorrer à entivação da escavação provisória para materialização do canal, designadamente, no lado esquerdo.

Neste local a escavação a realizar tem uma altura máxima de cerca de 8 m. Confinar com um caminho adjacente e com uma vertente, de inclinação elevada, onde nos terrenos se faz o cultivo de bananeiras.

A solução de contenção preconizada é composta por uma parede de betão armado ancorada. As ancoragens têm um pré-esforço de 600 kN e estão afastadas 2 m na horizontal e apresentam uma inclinação de 15°. O comprimento livre é de 12 m e o comprimento previsto para os bolbos de selagem é de 8 m. A parede deverá ser realizada previamente à execução das escavações subjacentes.

Na superfície do talude de escavação, inclinado a 10/1 (V/H), foram preconizadas pregagens de aço A 500 dispostas numa malha em quincôncio com 2 m de afastamento e comprimentos de 12, 8 e 6 m. Foi também previsto o revestimento do talude com betão projectado com 10 cm de espessura e malhasol AQ 38, bem como a execução de drenos com 2 m de comprimento e dispostos numa malha semelhante à das pregagens. Os furos de instalação das pregagens terão um diâmetro de 76 mm e serão preenchidos com calda de cimento.

As contenções deverão ser realizadas a acompanhar o avanço das escavações.

7.5.2.2 Análise de estabilidade estática

Apresentam-se neste ponto as verificações de segurança ao colapso por perda de estabilidade global em situação estática dos taludes de escavação provisórios.

Nas verificações de estabilidade foram analisadas superfícies de deslizamento circulares e compósitas segundo os métodos de Bishop Simplificado, Janbu e Morgenstern-Price. Tratam-se de métodos de análise de equilíbrio limite que determinam o coeficiente de segurança à rotura por corte ao longo de superfícies de deslizamento pré-definidas. São métodos de fatias, sendo a superfície de deslizamento dividida nas referidas fatias, cujo número é função da geometria da superfície e dos materiais interessados. Tendo em consideração as características do problema e as superfícies de ruptura críticas que se obtiveram, consideraram-se os resultados do método de Morgenstern-Price como mais representativos do coeficientes de segurança à ruptura por corte.

A análise foi feita para a fase de construção, uma vez que a estabilidade em fase de exploração será assegurada pelo canal. O coeficiente de segurança mínimo (CS_{\min}) adoptado foi de 1,2.

O zonamento do geológico-geotécnico dos taludes de cálculo e as propriedades dos materiais a escavar tiveram em consideração a informação disponível. Os parâmetros de resistência mecânica adoptados para os materiais a escavar encontram-se indicados no **Quadro 7.1**.

Quadro 7.1 – Características mecânicas dos materiais a escavar.

	Complexo Vulcânico	Aluviões
γ (kN/m ³)	19	18
ϕ (°)	32	36
c' (kN/m ²)	30	0

No que se refere às pregagens, nos cálculos foi considerada uma tensão de corte máxima de 150 kPa na ligação bolbo/maciço.

Relativamente às ancoragens considerou-se nos cálculos um pré-esforço actuante de 500 kN por ancoragem.

Dada a ausência da caracterização do regime hidrogeológico no local, considerou-se nos cálculos que este está próximo da base da escavação.

Na **Figura 7.9** apresenta-se a superfície de deslizamento crítica para a análise de estabilidade global em situação estática. O coeficiente de segurança global correspondente é de 1,3, valor que é superior ao mínimo admitido.

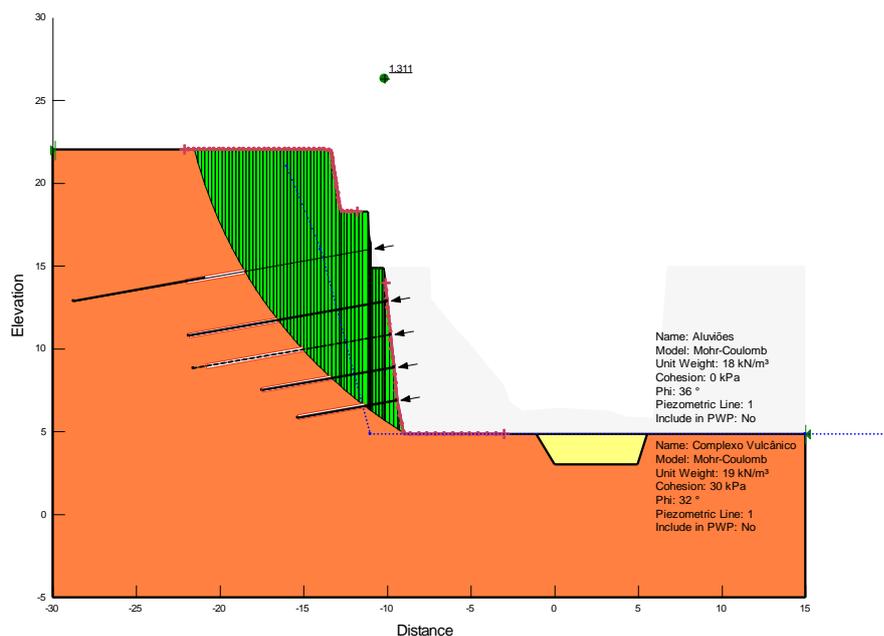


Figura 7.9 – Verificação da segurança por perda de estabilidade global. Situação estática. Fase de construção. Superfície de deslizamento crítica.

7.5.2.3 Análise de estabilidade pseudo – estática

Tendo em consideração a sismicidade local, bem como as características da obra, não foi realizada a análise de estabilidade pseudo-estática para a fase de construção.

Em fase de exploração, conforme anteriormente indicado, a estabilidade é assegurada pela estrutura definitiva, pelo que não se realizou a análise de estabilidade pseudo-estática.

7.5.3 Zona 2 – Pk 0+385 a Pk 0+400

7.5.3.1 Descrição da solução

Nesta zona, que se localiza entre o Pk 0+385 e o Pk 0+400, é necessário recorrer à entivação da escavação provisória para materialização do canal, designadamente, no lado direito.

Neste local a escavação a realizar tem uma altura máxima de cerca de 18 m. No topo do talude estão erigidas edificações sobre uma saliência de maciço vulcânico que se encontra subescavado na sua base, provavelmente por acção da ribeira. Este maciço será intersectado pelo talude, de modo a que lhe seja conferida uma configuração mais estável.

O talude a escavar tem uma inclinação de 10/1 (V/H). A solução de contenção preconizada é composta por uma grelha de betão armado ancorada. As ancoragens terão um pré-esforço estimado de 600 kN, estarão inclinadas 20° com a horizontal e dispostas em 4 níveis

com afastamento de 2 m na horizontal e na vertical. O comprimento livre é de 15 m e o bolbo de selagem terá 8 m de comprimento.

A grelha ancorada deverá ser materializada a acompanhar o avanço das escavações.

7.5.3.2 Análise de estabilidade estática

Apresentam-se neste ponto as verificações de segurança ao colapso por perda de estabilidade global em situação estática dos taludes de escavação. A análise foi feita para as fases de construção e de exploração. Os coeficientes de segurança mínimos (CS_{\min}) adoptados foram 1,2 e 1,5, respectivamente.

O zonamento geológico-geotécnico dos taludes de cálculo e as propriedades dos materiais a escavar tiveram em consideração a informação disponível. Os parâmetros de resistência mecânica adoptados para os materiais a escavar encontram-se indicados no **Quadro 7.1**.

Relativamente às ancoragens, considerou-se nos cálculos um pré-esforço actuante de 500 kN por ancoragem.

Dada a ausência da caracterização do regime hidrogeológico no local, considerou-se nos cálculos que este está próximo da base da escavação.

Foi considerada uma sobrecarga no topo do talude de 50 kN/m², de modo a simular, de modo conservativo, o efeito das edificações que aí se encontram.

Na **Figura 7.10** e na **Figura 7.11** apresentam-se as superfícies de deslizamento críticas para a análise de estabilidade global em situação estática, respectivamente, nas fases de construção e de exploração.

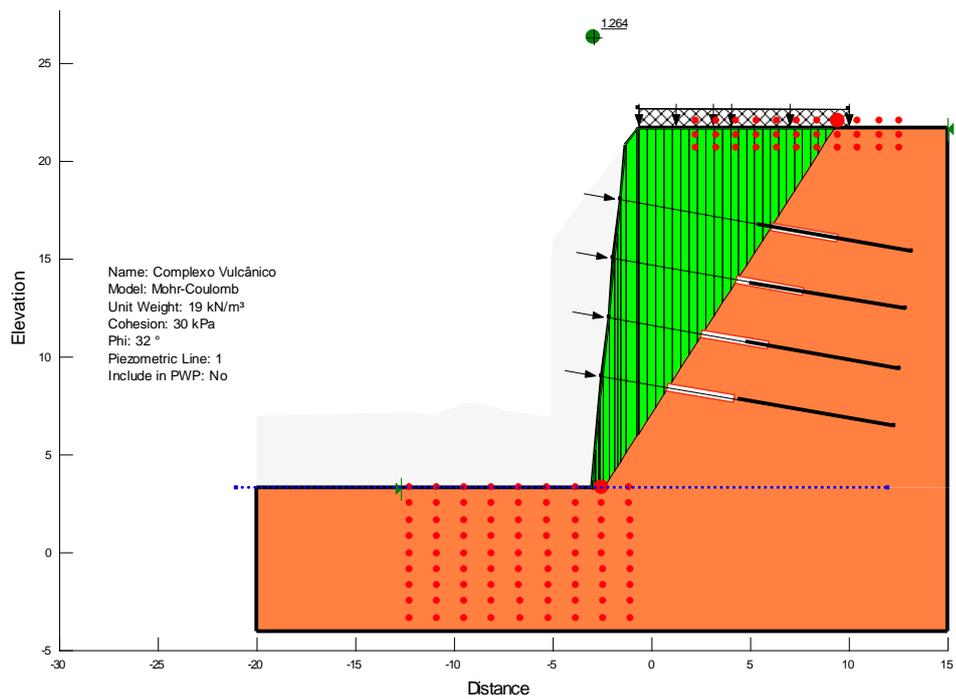


Figura 7.10 – Verificação da segurança por perda de estabilidade global. Situação estática. Fase de construção. Superfície de deslizamento crítica.

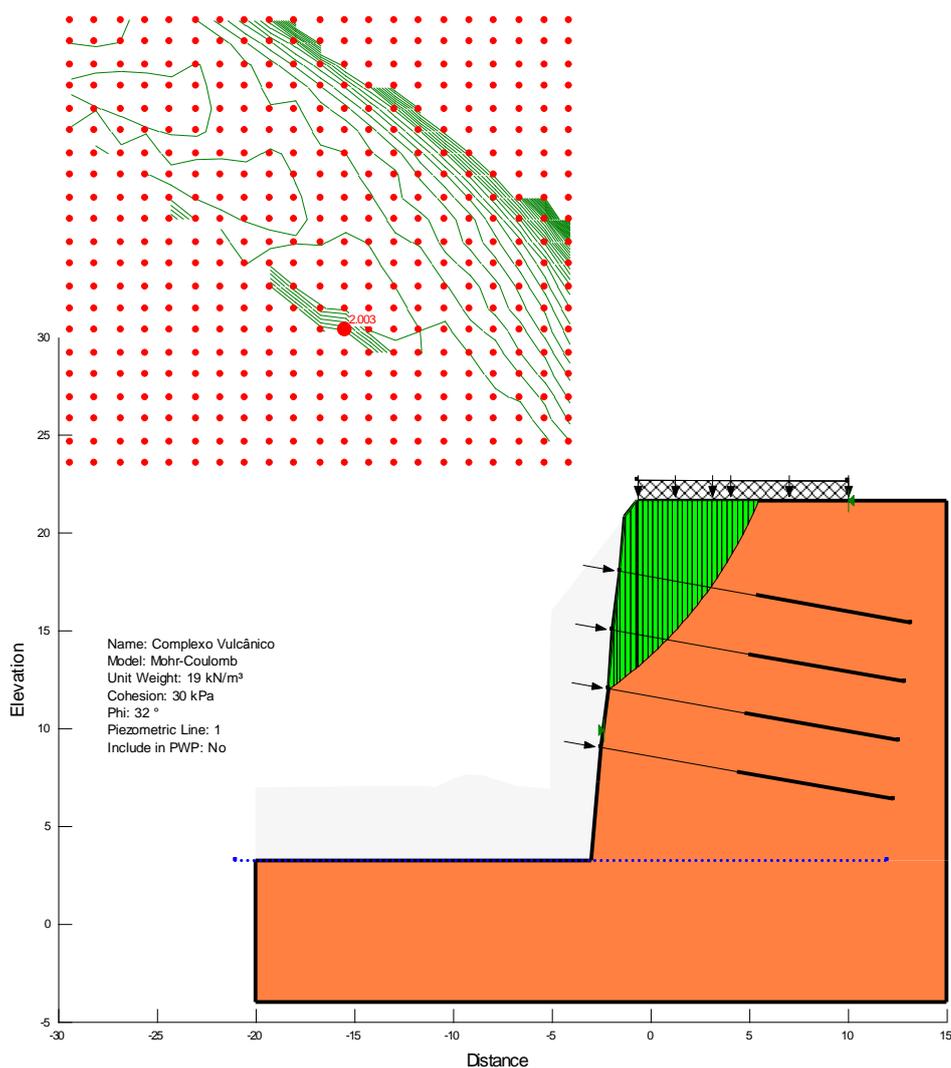


Figura 7.11 – Verificação da segurança por perda de estabilidade global. Situação estática. Fase de exploração. Superfície de deslizamento crítica.

Para a fase construtiva obteve-se um coeficiente global de segurança de 1,26 e, para a fase de exploração, de 2,00. Ambos os valores são superiores aos mínimos admitidos.

7.5.3.3 Análise de estabilidade pseudo – estática

Tendo em consideração a sismicidade local, bem como as características da obra, não foi realizada a análise de estabilidade pseudo-estática para a fase de construção.

A verificação da estabilidade sísmica para a fase de exploração foi efectuada para o sismo próximo – acção tipo 1 de acordo com a designação do RSAEEP – que corresponde à situação de cálculo condicionante para esta metodologia.

O valor da aceleração máxima é, pois, 0,048 g para a fase de exploração, o que corresponde a uma probabilidade de 95 % de não ser excedida a aceleração máxima durante um tempo de vida da obra (considerado igual a 50 anos). O CS_{\min} adoptado para a situação pseudo-estática foi 1,1.

O zonamento dos geológico-geotécnico dos taludes de cálculo, as propriedades dos materiais a escavar e as restantes características da modelação foram idênticas ao considerado para a situação estática.

Na **Figura 7.12** apresenta-se a superfície de deslizamento crítica. O coeficiente de segurança global correspondente é de 1,91, valor que é superior ao mínimo admitido.

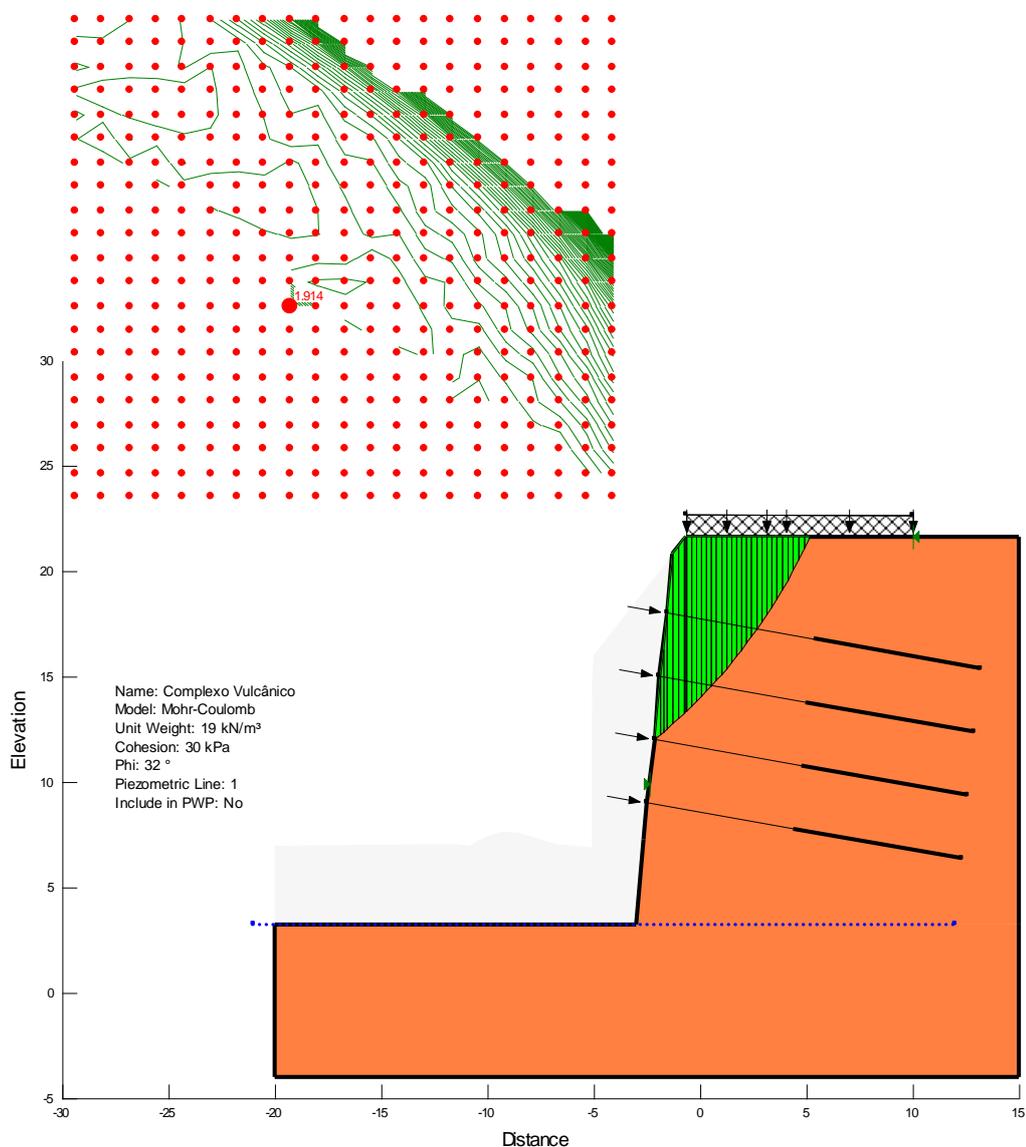


Figura 7.12 – Verificação da segurança por perda de estabilidade global. Situação pseudo-estática. Fase de exploração. Superfície de deslizamento crítica.

7.5.4 Zona 3 – Pk 0+420 a Pk 0+480

7.5.4.1 Descrição da solução

Nesta zona, que se localiza entre o Pk 0+420 e o Pk 0+480, é necessário recorrer à entivação da escavação provisória para materialização do canal, em ambos os lados do canal.

No lado esquerdo esquerdo, a intervenção será necessária sensivelmente entre o Pk0+420 e o Pk0+470. A altura máxima a escavar para materialização do canal é cerca de 8,5 m. Uma vez que a escavação confina com edificações no topo do talude e atendendo ao reduzido espaço disponível, foi preconizada uma cortina de estacas de betão armado ancorada. As estacas têm 0,60 m de diâmetro e estão afastadas entre eixos 1,80 m.

A estabilidade da cortina de estacas é assegurada por quatro níveis de ancoragens de 600 kN afastadas 2 m na horizontal e na vertical. As ancoragens estarão inclinadas 20° com a horizontal, o comprimento livre será de 15 m e o bolbo de selagem terá 8 m.

Na margem direita, entre o Pk0+440 e o Pk0+480, foi preconizada uma solução semelhante. Neste caso, a altura máxima a escavar para materialização do canal é cerca de 6,7 m. As estacas têm 0,60 m de diâmetro e estão afastadas entre eixos 1,80 m.

A estabilidade da cortina de estacas é assegurada por dois níveis de ancoragens afastadas 2,5 m na horizontal e na vertical. As ancoragens terão um pré-esforço estimado de 600 kN e estarão inclinadas 20° com a horizontal. O comprimento livre é de 15 m e o bolbo de selagem terá 8 m de comprimento.

7.5.4.2 Análise de estabilidade estática

Apresentam-se neste ponto as verificações de segurança ao colapso por perda de estabilidade global em situação estática das cortinas de estacas a materializar.

A análise foi feita para a fase de construção, uma vez que a estabilidade em fase de exploração será assegurada pelo canal. O coeficiente de segurança mínimo (CS_{\min}) adoptado foi 1,2.

O zonamento do geológico-geotécnico dos taludes de cálculo e as propriedades dos materiais a escavar tiveram em consideração a informação disponível. Os parâmetros de resistência mecânica adoptados para os materiais a escavar encontram-se indicados no **Quadro 7.1**.

Relativamente às ancoragens considerou-se nos cálculos um pré-esforço actuante de 500 kN por ancoragem.

Dada a ausência da caracterização do regime hidrogeológico no local, considerou-se nos cálculos que este está próximo da base da escavação.

Foi considerada uma sobrecarga no topo do talude de 50 kN/m², de modo a simular o efeito das edificações que aí se encontram.

Na **Figura 7.13** e na **Figura 7.14** apresentam-se as superfícies de deslizamento críticas para a análise de estabilidade global em situação estática na fase de construção nas margens esquerda e direita, respectivamente.

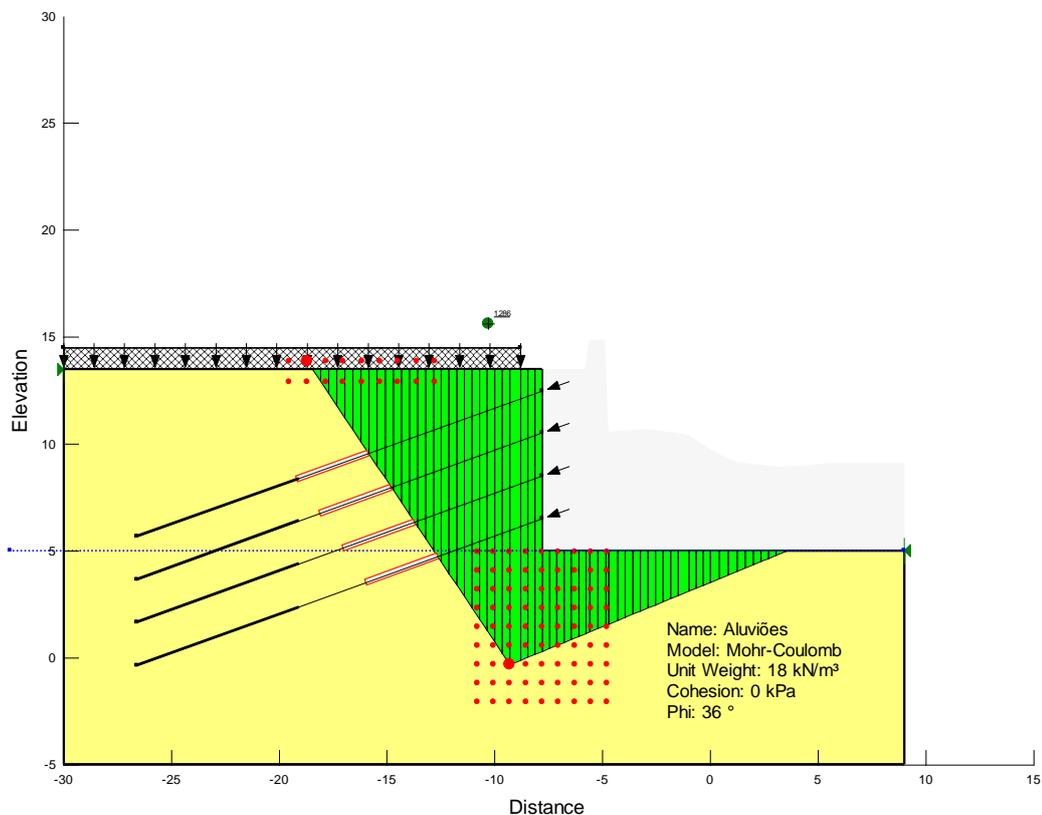


Figura 7.13 – Zona 3. Margem esquerda. Verificação da segurança por perda de estabilidade global. Situação estática. Fase de construção. Superfície de deslizamento crítica.

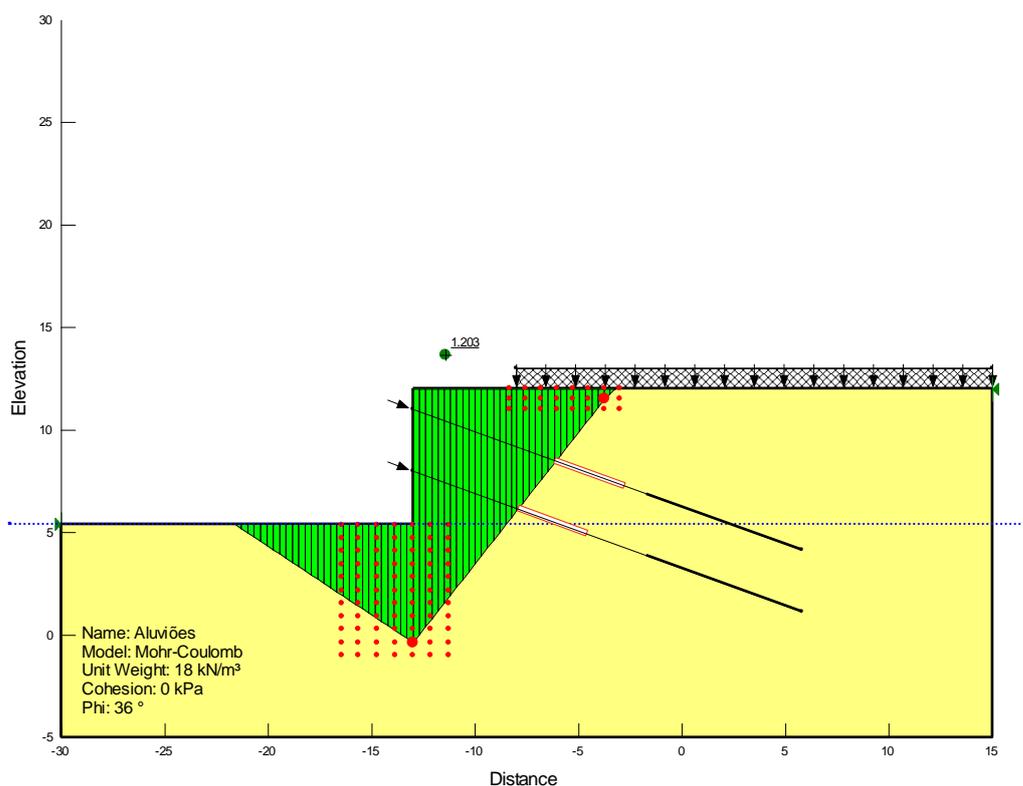


Figura 7.14 – Zona 3. Margem direita. Verificação da segurança por perda de estabilidade global. Situação estática. Fase de exploração. Superfície de deslizamento crítica.

Obteve-se um coeficiente global de segurança de 1,29 para a margem esquerda e de 1,20 para a margem direita. Ambos os valores estão em concordância com os mínimos admitidos.

7.5.4.3 *Análise de estabilidade pseudo – estática*

Tendo em consideração a sismicidade local, bem como as características da obra, não foi realizada a análise de estabilidade pseudo-estática para a fase de construção. Em fase de exploração a estabilidade é assegurada pela estrutura definitiva pelo que também não foi realizada a análise pseudo-estática para esta fase.

8 DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL DAS INTERVENÇÕES NO CANAL

8.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

O presente capítulo refere-se ao dimensionamento estrutural das intervenções a realizar no canal ao longo do troço final da ribeira da Madalena do Mar.

Para o reperfilamento do canal, está prevista a construção de muros de suporte de terra, cujas configurações geométricas se podem organizar, grosso modo, em três tipos. Os tipos I e II, que consistem em muro isolados, diferem essencialmente na inclinação da face tardoz. O tipo III consiste numa secção em “U” que apresenta, acima da cota da soleira, características geométricas semelhantes às do tipo II (ver **Desenho 5**). Tendo em consideração o desgaste erosivo causado pela ribeira, a opção estrutural recaiu sobre estruturas de suporte do tipo gravidade em betão ciclópico.

Os muros apresentam uma largura no topo de 1,00 m, inclinação da face do lado da ribeira de 1:10, inclinações na face tardoz de 1:3 e 1:5, nos casos do tipo I e do tipos II e III, respectivamente, e alturas variáveis entre 5,00 m e 8,00 m, medidos do topo da sapata ao topo do muro. Para os tipos I e II, por se tratarem de muros isolados, materializa-se uma sapata com 2,00 m de altura e desenvolvimento para dentro do canal de 1,50 m. No caso do tipo III, com secção em “U”, a soleira do canal funciona como fundação dos muros, apresentando altura variável de 2,00 m (junto aos muros) a 1,50 m (na zona central).

Nos parágrafos seguintes do presente capítulo descreve-se os principais critérios de segurança utilizados no estudo da segurança dos muros, indica-se as acções consideradas no decurso do respectivo processo de dimensionamento, e apresenta-se um resumo dos resultados dos cálculos efectuados.

8.2 MATERIAIS

Os materiais considerados no projecto de reabilitação e regularização da ribeira foram os seguintes:

- Betão C16/20 X0 Cl 1,0, a empregar na regularização e selagem da base das fundações;
- Betão ciclópico tipo C20/25 com 70% de pedra a empregar nos muros de suporte a construir;
- Betão C30/37 XC4 Cl 0,4 Dmax40 S3 a empregar nos elementos de betão armado dos muros a construir, prevendo-se um recobrimento de 4 cm em geral, e de 10 cm nas faces interiores (em contacto com a ribeira);
- Aço A500NR SD (em varão).

8.3 QUANTIFICAÇÃO DE ACÇÕES

8.3.1 Considerações gerais

Para a determinação, quantificação e combinação das acções de dimensionamento atendeu-se aos parâmetros e aos critérios preconizados pelas normas europeias, nomeadamente pelo “Eurocódigo 0 – Bases para o projecto de estruturas” (EC0), “Eurocódigo 1 – Acções em estruturas” (EC1), “Eurocódigo 2 – Projecto de estruturas de betão”, “Eurocódigo 7 – Projecto Geotécnico” e pelo “Eurocódigo 8 – Projecto de estruturas para resistência aos sismos” (EC8). Nos casos em que as normas portuguesas, designadamente o “Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes” (RSA) e o “Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado” (REBAP), são mais gravosas, a segurança das estruturas foi verificada atendendo aos cenários mais condicionantes.

Seguidamente descrevem-se as acções consideradas e seus valores, bem como os coeficientes de segurança parciais (γ_i) e os coeficientes de redução (Ψ_i) de acordo com o EC0.

As acções permanentes (G) englobam o peso próprio dos elementos estruturais (estruturas de betão armado ou betão ciclópico) e não estruturais (solo), e as acções devidas ao terreno e à retracção do betão. As acções variáveis (Q) incluem sobrecargas no terreno. A acção do sismo (E) não é majorada de acordo com o EC0, sendo tratada de forma semelhante a uma acção accidental.

8.3.2 Acções de carácter permanente (G)

As acções de carácter permanente são agrupadas, no âmbito do presente projecto de estabilidade estrutural, em quatro categorias: peso próprio dos elementos estruturais, impulsos de terras, impulsos da água e retracção.

8.3.2.1 *Peso próprio*

O peso próprio dos elementos estruturais e não estruturais foi contabilizado atendendo às dimensões e geometria de cada elemento e considerando os pesos volúmicos (γ_v) listados no **Erro! A origem da referência não foi encontrada.**

Quadro 8.1 – Peso volúmico dos materiais.

Material	Peso volúmico γ_v [kN/m ³]
Betão armado	25,0
Betão ciclópico	24,0
Água	10,0
Solo seco	21,0
Solo saturado	11,0

8.3.2.2 Impulsos de terras

Os valores dos impulsos activos foram determinados segundo o método de Coulomb para determinar o impulso no tardo dos muros de suporte para solos respondendo em condições drenadas. Assim, calcula-se o coeficiente de impulso activo através de:

$$K = \left[\frac{\operatorname{cosec}\beta \cdot \operatorname{sen}(\beta - \phi')}{\sqrt{\operatorname{sen}(\beta + \delta)} + \sqrt{\frac{\operatorname{sen}(\phi' + \delta) \cdot \operatorname{sen}(\phi' - i)}{\operatorname{sen}(\beta - i)}}} \right]^2$$

$$K_h = K \cdot \operatorname{sen}(\beta + \delta)$$

$$K_v = K \cdot \cos(\beta + \delta)$$

em que:

- K – coeficiente de impulso activo;
- K_h – coeficiente de impulso activo horizontal;
- K_v – coeficiente de impulso activo vertical;
- Φ' – ângulo de atrito interno do solo em tensões efectivas;
- β – ângulo do paramento de tardo;
- δ – ângulo de atrito solo-muro;
- i – ângulo do terraplano.

Na determinação dos impulsos activos das terras sobre os muros de suporte, considerou-se uma altura livre de 0,8 m no tardo dos muros tipo I, de 0,0 m no tardo dos muros tipo II e III, e foram adoptadas os seguintes parâmetros para o solo:

- $\Phi' = 35,0^\circ$;
- β calculado caso a caso consoante a inclinação do paramento de tardo do muro, mas igual a $103,5^\circ$ na generalidade das situações;

-
- $\delta = 2/3 \times 35,0^\circ$ (contacto betão-terreno);
 - $i = 0^\circ$.

O cálculo do impulso passivo teve por base a teoria de Rankine, dada a configuração geométrica do problema, desprezando o atrito mobilizável entre o solo e o betão, e obedecendo às seguintes equações para a determinação do coeficiente impulso em repouso e do coeficiente de impulso passivo do terreno:

$$K = \frac{1 + \text{sen}\phi'}{1 - \text{sen}\phi'}$$

Tendo em conta a provável erosão parcial do leito da ribeira, descontou-se 1,0 m à altura de solo à frente do muro. Adicionalmente, aplicou-se um coeficiente de redução de 1/3 ao valor calculado do impulso passivo devido às deformações expectáveis serem inferiores às necessárias para a sua completa mobilização. À semelhança do que foi considerado para o tardoz do muro, no cálculo dos impulsos passivos assumiu $\Phi' = 35,0^\circ$.

Para as verificações de segurança aos Estados Limites Últimos de resistência, considerou-se a actuação do impulso em repouso no tardoz dos muros, com $\Phi' = 35,0^\circ$, alturas de aterro semelhantes às utilizadas na determinação dos impulsos activos, e com o coeficiente de impulso em repouso dado por:

$$K = 1 - \text{sen}\phi'$$

8.3.2.3 Impulsão da água

A pressão hidrostática contra o tardoz do muro é função da altura da coluna e do peso volúmico da água. Na situação de regular funcionamento do sistema de drenagem, o nível freático não dever ultrapassar o geodreno.

A impulsão da água inclui também o impulso hidrostático no intradorso do muro e o diagrama de subpressões, tendo-se admitido uma variação linear com correspondência entre nível de água no canal e o nível freático no tardoz.

8.3.2.4 Efeitos diferidos

A existência da Retracção e da Fluência é contabilizada através da adopção de armaduras (em elementos de betão armado) e de medidas e processos construtivos que minimizam os seus efeitos, de onde se salienta a colocação de armaduras mínimas nas lajes e a utilização de um plano de betonagens racional quando em fase construtiva.

8.3.3 Acções variáveis (Q)

8.3.3.1 Sobrecarga no terreno

Considerou-se uma sobrecarga com 10,0 kN/m² de valor característico para cálculo de impulsos no terreno.

8.3.4 Acção de acidente (A)

Em situação de acidente prevê-se um acréscimo nos impulsos de terra, correspondente a uma acumulação de terras até ao topo do muro com uma inclinação de 10°, acompanhada ainda de subida do nível freático até meia altura dos muros.

8.3.5 Acção sísmica (E)

De acordo com o zonamento sísmico apresentado no EC8, não são de considerar fenómenos associados a sismicidade intraplacas no arquipélago da Madeira, pelo que o Funchal se enquadra apenas nas zonas de perigosidade relativas a sismos afastados, especificamente na zona 1.6, à qual corresponde uma aceleração máxima de referência de 35 cm/s², aplicada neste projecto.

Das possibilidades existentes na bibliografia de especialidade para simular cenários sísmicos em sistemas de contenção de terras optou-se pela aplicação do método de Mononobe-Okabe modificado. Este método analítico permite quantificar as forças adicionais de inércia impostas à massa de solo pertencente à cunha deslizante, através da consideração de coeficientes sísmicos C_v e C_h aplicados vertical e horizontalmente. Dada a aceleração máxima de referência considerou-se $C_h = 0.035$ e $C_v = 0.023$.

O cálculo dos coeficientes de impulso sísmico quantificados com base no método de Mononobe-Okabe seguiu as fórmulas seguintes:

$$\theta = \arctg\left(\frac{C_h}{1 \pm C_v}\right);$$
$$K = \left[\frac{\operatorname{cosec}(\beta + \phi') \cdot \operatorname{sen}[(\beta + \theta) - \phi']}{\sqrt{\operatorname{sen}[(\beta + \theta) + \delta]} + \sqrt{\frac{\operatorname{sen}(\phi' + \delta) \cdot \operatorname{sen}[\phi' - (\beta + \theta)]}{\operatorname{sen}[(\beta + \theta) - (\beta + \theta)]}}} \right]^2;$$
$$K_s = K \cdot \left[\frac{1 \pm C_v}{\cos\theta} \cdot \frac{\operatorname{sen}^2(\beta + \theta)}{\operatorname{sen}^2\beta} \right].$$

Os incrementos da pressão da água devido à acção sísmica foram determinados segundo a teoria de Westergaard (1933), afectados pelo coeficiente 0,7 devido ao facto de se tratar de água no solo e não de água livre, de acordo com a expressão:

$$F_{hd,s} = 0.7 \cdot \frac{7}{12} \cdot C_h \cdot \gamma_w \cdot h^2, \text{ a actuar a } 0,4 \text{ h}$$

sendo:

γ_w – peso volúmico da água (kN/m²);

h – altura total do nível da água (m).

8.4 COMBINAÇÕES DE ACÇÕES

A segurança em relação aos Estados Limites Últimos é feita, em geral, em termos de estados limites de rotura estrutural ou do terreno (STR/GEO) com base na condição $E_d \leq R_d$, isto é, $R_d / E_d \geq 1,0$, em que E_d e R_d designam, respectivamente, os valores de cálculo do efeito das acções e da resistência. São também necessárias verificações a estados limites de equilíbrio estático (EQU), cumprindo-se $E_{d,dst} \leq E_{d,stab}$, isto é, $E_{d,stab} / E_{d,dst} \geq 1,0$, relacionando assim os valores de cálculo dos efeitos das acções estabilizantes e não estabilizantes. Estas verificações são feitas para combinações fundamentais, de acidente e sísmicas.

As verificações aos Estados Limites de Utilização englobam o controlo da deformação e da fendilhação, baseando-se em combinações frequentes e quase-permanentes.

Foram consideradas as seguintes combinações, nas quais se omitiu a parcela relativa ao pré-esforço, visto esta ser nula:

- Em combinações fundamentais:

$$E_d = \sum_{j=1}^n \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i=2}^m \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} ;$$

- Em condições de acidente:

$$E_d = \sum_{j=1}^n G_{k,j} + A_d + (\psi_{1,1} \text{ ou } \psi_{2,1}) Q_{k,1} + \sum_{i=2}^m \psi_{2,i} Q_{k,i} ;$$

- Para a combinação sísmica:

$$E_d = \sum_{j=1}^n G_{k,j} + A_{Ed} + \sum_{i=1}^m \psi_{2,i} Q_{k,i} ;$$

- Para a combinação frequente:

$$E_d = \sum_{j=1}^n G_{k,j} + \Psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i=2}^m \Psi_{2,i} Q_{k,i} ;$$

– E para a combinação quase-permanente:

$$E_d = \sum_{j=1}^n G_{k,j} + \sum_{i=1}^m \Psi_{2,i} Q_{k,i} ;$$

em que:

$G_{k,j}$ – valor característico da acção permanente j;

$Q_{k,1}$ – valor característico da acção variável de base da combinação 1;

$Q_{k,i}$ – valor característico da acção variável acompanhante i;

A_d – valor de cálculo de uma acção de acidente;

A_{Ed} – valor de cálculo de uma acção sísmica;

$\gamma_{G,j}$ – coeficiente parcial relativo à acção permanente j;

$\gamma_{Q,i}$ – coeficiente parcial relativo à acção variável i;

Ψ_0 – coeficiente para determinação do valor de combinação de uma acção variável;

Ψ_1 – coeficiente para determinação do valor frequente de uma acção variável;

Ψ_2 – coeficiente para determinação do valor quase-permanente de uma acção variável.

Os coeficientes parciais para acções permanentes e variáveis são apresentados no **Erro! A origem da referência não foi encontrada.** para os casos de estados limites últimos STR/GEO, seguindo a Abordagem de Cálculo 1 presente no EC0. Em situação de acidente, os coeficientes apresentados são todos unitários, porém é aplicado um coeficiente parcial de 1,10 ao ângulo de atrito interno em tensões efectivas.

Quadro 8.2 - Coeficientes de segurança parciais –STR/GEO – Abordagem de Cálculo 1.

Acções	γ_G		γ_Q	
	Efeito favorável	Efeito desfavorável	Efeito favorável	Efeito desfavorável
Pesos próprios	1,00	1,35	-	-
Impulsos do terreno	1,00	1,35	-	-
Impulsos hidrostáticos	1,00	1,35	-	-
Acções variáveis	-	-	0,00	1,50

Os coeficientes parciais para acções permanentes e variáveis são apresentados no **Erro! A origem da referência não foi encontrada.** para os estados limites últimos EQU. É aplicado um coeficiente parcial de 1,25 ao ângulo de atrito interno em tensões efectivas, inclusivamente em situações de acidente.

Quadro 8.3 - Coeficientes de segurança parciais – EQU.

Acções	γ_G		γ_Q	
	Efeito favorável	Efeito desfavorável	Efeito favorável	Efeito desfavorável
Pesos próprios	0,90	1,10	-	-
Impulsos do terreno	0,90	1,10	-	-
Impulsos hidrostáticos	0,90	1,10	-	-
Acções variáveis	-	-	0,00	1,50

Os valores reduzidos das acções variáveis foram obtidos de acordo com o EC0, através dos seguintes coeficientes presentes no **Erro! A origem da referência não foi encontrada.**

Quadro 8.4 - Coeficientes de redução das acções variáveis e sísmica (EC0).

Acções	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Sobrecarga no terreno	0,6	0,4	0,2
Acção do sismo	0,0	0,0	0,0

8.5 MODELOS DE CÁLCULO

A verificação da segurança dos muros nas zonas das consolas foi efectuada com recurso a folhas de cálculo desenvolvidas na Aqualogus, no que diz respeito à verificação do estado limite último de equilíbrio, nomeadamente ao derrubamento e deslizamento, tensões no solo e dimensionamento de armaduras.

8.6 VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA ESTRUTURAL DOS MUROS

Os muros do tipo I e tipo II foram dimensionados aos Estados Limites de Equilíbrio, EQU, de deslizamento e de derrubamento, bem como aos Estados Limites Últimos, STR/GEO, de resistência dos elementos de betão e de tensões máximas no terreno de fundação. No caso dos muros do tipo III, devido à sua geometria em “U” e às semelhanças das acções actuantes nos dois muros laterais, não se prevê a possibilidade de fenómenos de instabilidade, pelo que apenas foram efectuadas as verificações aos Estados Limites Últimos STR/GEO.

Assim, para a análise dos muros aos Estados Limites de Equilíbrio, EQU, verifica-se que:

$$- \text{Ao deslizamento: } FS^{\text{desl}} = E_{d,\text{stb}}^{\text{desl}} / E_{d,\text{dst}}^{\text{desl}} \geq 1,0;$$

- Ao derrubamento: $FS^{derr} = E_{d,stab}^{derr} / E_{d,dst}^{derr} \geq 1,0$;
- Relativamente à tensão máxima no terreno, assumindo uma distribuição linear entre extremos: $\sigma^{max} \leq 400$ kPa.

As grandezas referidas são sinteticamente apresentadas no **Quadro 8.5**, para as diferentes combinações e para cada altura e tipo de muro. Na combinação fundamental a variável base é a sobrecarga no terreno.

Quadro 8.5 – Verificações de segurança dos muros aos Estados Limites de Equilíbrio (EQU).

		Altura (m) Muro tipo I		Altura (m) Muro tipo II			
		5,0	6,0	5,0	6,0	7,0	8,0
Combinação Fundamental	FS^{desl}	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
	FS^{derr}	1,7	1,8	1,4	1,3	1,3	1,3
	σ^{max} (kPa)	125	161	151	235	287	384
	$L^{n comp.}$ (m)	0,0	0,0	0,5	1,3	1,5	1,7
Combinação Sísmica	FS^{desl}	1,2	1,2	1,4	1,2	1,2	1,2
	FS^{derr}	2,3	2,3	1,9	1,8	1,7	1,7
	σ^{max} (kPa)	129	164	145	212	263	322
	$L^{n comp.}$ (m)	0,0	0,0	0,0	0,1	0,4	0,8
Combinação Acidental	FS^{desl}	1,0	1,0	1,3	1,1	1,0	1,0
	FS^{derr}	1,7	1,8	1,8	1,6	1,5	1,6
	σ^{max} (kPa)	174	210	134	204	263	286
	$L^{n comp.}$ (m)	0,0	0,0	0	0,3	0,8	0,7

Para a análise dos muros, em betão ciclópico, aos Estados Limites Últimos de resistência, considerou-se a formulação prevista no capítulo 12 da NP EN 1992-1-1 para estruturas de betão simples e fracamente armado, tendo-se verificado que:

- Estado Limite Último de Flexão: $FS^M = M_{Rd} / M_{sd} \geq 1,0$;
- Estado Limite Último de Esforço Transverso: $FS^V = V_{Rd} / V_{sd} \geq 1,0$;

No **Quadro 8.6** são apresentados os valores de dimensionamento e de resistência nas secções condicionantes, para as combinações de acções adoptadas e para cada altura e tipo de muro. Conforme já foi mencionado, a geometria dos muros tipo II e tipo III é idêntica acima da cota da soleira, pelo que as verificações desses dois tipos de muro são feitas em conjunto.

Quadro 8.6 – Verificações de segurança dos muros aos Estados Limites Últimos (STR)

		Altura (m)		Altura (m)			
		Muro tipo I		Muro tipo II e tipo III			
		5,0	6,0	5,0	6,0	7,0	8,0
Combinção Fundamental	M_{sd} (kNm/m)	410	663	616	939	1361	1748
	V_{sd} (kN/m)	228	310	302	394	500	573
	M_{Rd} (kNm/m)	1337	1728	833	1045	1459	1781
	V_{Rd} (kN/m)	844	960	667	747	827	907
	M_{Rd} / M_{sd}	3,3	2,6	1,4	1,1	1,1	1,0
	V_{Rd} / V_{sd}	3,7	3,1	2,2	1,9	1,7	1,6
Combinção Sísmica	M_{sd} (kNm/m)	302	523	459	712	1048	1375
	V_{sd} (kN/m)	177	244	237	313	399	463
	M_{Rd} (kNm/m)	1337	1728	833	1045	1459	1781
	V_{Rd} (kN/m)	844	960	667	747	827	907
	M_{Rd} / M_{sd}	4,4	3,3	1,8	1,5	1,4	1,1
	V_{Rd} / V_{sd}	4,8	3,9	2,8	2,4	2,1	2,0
Combinção Acidental	M_{sd} (kNm/m)	388	594	388	613	911	1263
	V_{sd} (kN/m)	208	271	208	281	366	448
	M_{Rd} (kNm/m)	1337	1728	833	1045	1459	1781
	V_{Rd} (kN/m)	844	960	667	747	827	907
	M_{Rd} / M_{sd}	3,4	2,9	2,1	1,7	1,6	1,2
	V_{Rd} / V_{sd}	4,1	3,5	3,2	2,7	2,3	2,0

9 VERIFICAÇÕES DE SEGURANÇA NAS PONTES

9.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

O presente capítulo refere-se ao dimensionamento estrutural das pontes a construir ao longo da ribeira da Madalena do Mar, em resultado do reperfilamento do canal.

No total, está prevista a construção de 5 travessias ao longo do canal, identificadas, de jusante para montante, pelos nomes RMM1, RMM2, RMM3, RMM4 e RMM5.

Nos parágrafos seguintes do presente capítulo, faz-se uma descrição sumária da estruturas, indica-se os principais critérios de segurança utilizados no seu estudo, descreve-se as acções consideradas no decurso do respectivo processo de dimensionamento, e apresenta-se um resumo dos resultados dos cálculos efectuados.

9.2 DESCRIÇÃO GERAL DAS OBRAS DE ARTE

9.2.1 Ponte RMM1

A ponte RMM1 é uma ponte pedonal, com 4,00 m de largura e aproximadamente 14,90 m de vão (ver **Desenho 13**). Em termos estruturais, a ponte consiste num tabuleiro em laje maciça de betão armado, com 0,80 m de espessura, simplesmente apoiada nos encontros. Os encontros, integralmente constituídos por betão ciclópico, resultam do espessamento dos muros laterais na zona da ponte.

9.2.2 Pontes RMM2 e RMM4

As pontes RMM2 e RMM4 desempenham funções de pontes rodoviárias, com possibilidade de travessia de peões através dos passeios laterais. Apresentam vãos de aproximadamente 15,00 m e uma secção transversal com uma largura total de respectivamente 9,20 m e 10,00 m, para as pontes RMM2 e RMM4, incluindo passeios de ambos os lados com 1,40 m de largura (ver **Desenhos 15 e 17**). A solução estrutural adoptada para as duas pontes é semelhante, sendo composta por uma laje superior maciça, monoliticamente ligada aos montantes laterais através de esquadros. Assim, o canal é incorporado na estrutura destas pontes, formando uma secção em “quadro” de betão armado, na qual os muros laterais e soleira do canal desempenham funções de montantes e fundação da ponte, respectivamente. Como tal, prevê-se a execução de juntas no canal, na qual se fará a transição de secções em “U” de betão ciclópico para secções em “quadro” de betão armado. Foram previstas, ainda, lajes de transição com 4.0m de comprimento, em toda a largura das vias de rodagem, para minorar os efeitos negativos dos assentamentos dos aterros que confinam com as obras. Estas lajes estão apoiadas na sua totalidade sobre os aterros sendo a extremidade adjacente ao pórtico apoiada em consolas curtas encastradas nos muros.

9.2.3 Pontes RMM3 e RRM5

As pontes RMM3 e RMM5 caracterizam-se por serem travessias pedonais, com 1,20 m de largura e vãos de 14,30 m, simplesmente apoiadas nos muros do canal (ver **Desenho 19**). Estruturalmente, adoptou-se a mesma solução para as duas pontes, as quais são constituídas integralmente por elementos metálicos.

9.3 MATERIAIS

Os materiais a aplicar são os seguintes:

- Betão C16/20 X0(Pt) CI1.00 D25 S3 na regularização de fundações;
- Betão C30/37 XC4/XS1(Pt) CI0.40 D25 S3 em geral;
- Aço A500NR SD (em varão).

9.4 QUANTIFICAÇÃO DE ACÇÕES

9.4.1 Considerações gerais

Na definição, quantificação e combinação das acções seguiu-se o prescrito na regulamentação portuguesa de estruturas, nomeadamente o “Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes” (RSA) e o “Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado” (REBAP).

Seguidamente descrevem-se as acções consideradas e seus valores, bem como os coeficientes de segurança parciais (γ_i) e os coeficientes de redução (Ψ_i) de acordo com o RSA.

As acções permanentes (G) englobam o peso próprio dos elementos estruturais (estruturas de betão armado ou betão ciclópico) e não estruturais (solo), e as acções devidas ao terreno e à retracção do betão. As acções variáveis (Q) incluem a acção do sismo, as sobrecargas no terreno e as sobrecargas específicas de dimensionamento de passadiços e pontes rodoviárias da classe I.

9.4.2 Acções de carácter permanente (G)

As acções de carácter permanente são agrupadas, no âmbito do presente projecto de estabilidade estrutural, em cinco categorias: peso próprio dos elementos estruturais, impulsos de terras, impulsos da água, restantes cargas permanentes e retracção.

9.4.2.1 *Peso próprio*

O peso próprio dos elementos estruturais e não estruturais foi contabilizado atendendo às dimensões e geometria de cada elemento e considerando os pesos volúmicos (γ_v) listados no **Quadro 9.1**.

Quadro 9.1 – Peso volúmico dos materiais.

Material	Peso volúmico γ_v [kN/m ³]
Betão armado	25,0
Betão ciclópico	24,0
Aço	78,5
Água	10,0
Solo seco	21,0
Solo saturado	11,0

9.4.2.2 *Impulsos de terras*

Para o dimensionamento estrutural dos montantes, considerou-se o impulso a actuar horizontalmente, desprezando o atrito entre as terras e o tardo dos montantes.

De acordo com a teoria de Rankine, e tendo em consideração que a rigidez da estrutura e a existência de terras encostadas a ambos os montantes impedem que a situação de equilíbrio no solo se altere, adoptou-se o coeficiente de impulso em repouso k_0 , para terrenos de características médias, secos e incoerentes, considerando $\Phi' = 35,0^\circ$, a superfície do aterro no topo dos muros e o coeficiente de impulso em repouso dado por:

$$K = 1 - \text{sen}\phi'$$

Considera-se esta acção como carga permanente quando produza efeitos desfavoráveis e como não actuante no caso contrário.

9.4.2.3 *Impulsão da água*

A pressão hidrostática contra o tardo do muro é função da altura da coluna e do peso volúmico da água. Na situação de regular funcionamento do sistema de drenagem, o nível freático não dever ultrapassar o geodreno. Contudo, face à possibilidade de mau funcionamento do sistema, considerou-se também o cenário de estabelecimento do nível freático à superfície do terreno.

9.4.2.4 Restantes cargas permanentes

Considerou-se que as restantes cargas permanentes nas pontes de betão armado podem ser assimiladas a uma carga uniformemente distribuída na área, com o valor de 5 kN/m².

9.4.2.5 Efeitos diferidos

A existência da Retracção e da Fluência é contabilizada através da adopção de armaduras (em elementos de betão armado) e de medidas e processos construtivos que minimizam os seus efeitos, de onde se salienta a colocação de armaduras mínimas nas lajes e a utilização de um plano de betonagens racional quando em fase construtiva.

9.4.3 Acções variáveis (Q)

9.4.3.1 Sobrecarga no terreno

Considerou-se uma sobrecarga com 10,0 kN/m² de valor característico para cálculo de impulsos no terreno.

9.4.3.2 Acção sísmica

A estrutura localiza-se na zona D ($\alpha=0.3$) em solo classificado como tipo II. Dado que se trata de uma obra completamente envolvida pelo terreno de aterro da plena via, esta acção não condiciona o dimensionamento da zona dos quadros.

9.4.3.3 Sobrecargas específicas de pontes e passadiços

9.4.3.3.1 Sobrecargas verticais em pontes rodoviárias (SC_R)

Para o dimensionamento das pontes rodoviárias, considera-se a actuação separada de dois tipos de sobrecargas:

a) **Veículo tipo** – veículo com três eixos equidistantes, cada um de duas rodas, com a disposição e dimensões indicadas em planta na *Erro! A origem da referência não foi encontrada.*

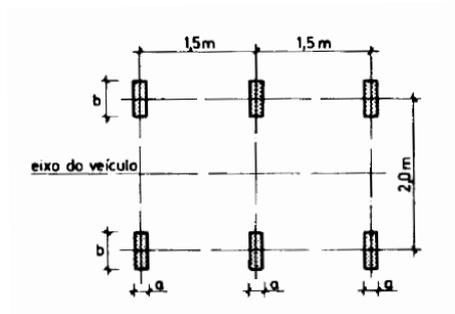


Figura 9.1 – Veículo tipo segundo RSA.

As cargas Q transmitidas por cada eixo e as dimensões, a e b , das superfícies de contacto das rodas são, para pontes de classe I, os seguintes:

$$Q = 200 \text{ kN}; \quad a = 0,20\text{m}; \quad b = 0,60 \text{ m};$$

b) **Sobrecarga uniforme + carga transversal** – sobrecarga constituída por uma carga uniformemente distribuída, q_1 , e por uma única carga transversal com distribuição linear e uniforme, q_2 , cujos valores, para uma ponte de classe I, são os seguintes:

$$q_1 = 4 \text{ kN/m}^2; \quad q_2 = 50 \text{ kN/m};$$

Foram testadas várias posições transversais dos dois tipos de carga, sendo, para cada posição, simuladas as possibilidades de carga longitudinal através de linhas de influência.

As forças de frenagem não foram consideradas, por se tratarem de obras enterradas.

9.4.4 Sobrecargas verticais em pontes pedonais (SC_P)

Na ponte pedonal, considera-se, actuando no pavimento e nas posições mais desfavoráveis para o elemento em estudo, uma sobrecarga uniformemente distribuída com valor característico igual a 4 kN/m².

9.5 COMBINAÇÕES DE ACÇÕES

As acções enunciadas no capítulo anterior desta memória descritiva e justificativa foram combinadas de acordo com os critérios prescritos no Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA). A formulação regulamentar que permite combinar as acções encontra-se a seguir reproduzida.

$$S_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} \cdot S_{Gik} + \gamma_q \cdot \left[S_{Qik} + \sum_{j=2}^n \psi_{0j} \cdot S_{Qjk} \right]$$

em que:

S_{Gik} – esforço resultante de uma acção permanente, tomada com o seu valor característico;

S_{Qik} – esforço resultante de uma acção variável considerada como acção de base da combinação, tomada com o seu valor característico;

S_{Qjk} – esforço resultante de uma acção variável distinta da acção de base, tomada com o seu valor característico;

γ_{gi} – coeficiente de segurança relativo às acções permanentes;

γ_q – coeficiente de segurança relativo às acções variáveis;

ψ_{0j} – coeficiente ψ correspondente à acção variável de ordem j .

No cálculo dos valores de combinação das diversas acções, foram considerados os seguintes coeficientes de segurança e coeficientes Ψ para obtenção dos valores reduzidos.

a) Acções Permanentes

Considera-se $\gamma_g = 1,0$ ou $1,5$, consoante a acção seja favorável ou desfavorável, respectivamente (no dos efeitos desfavoráveis da acção do peso próprio do betão armado, utilizou-se $\gamma_g = 1,35$).

b) Acções Variáveis

Sobrecargas em pontes rodoviárias, e impulso devido à sobrecarga no terreno	Sobrecargas em pontes pedonais	Sismo
$\gamma_q = 1.5$	$\gamma_q = 1.5$	$\gamma_E = 1.5$
$\psi_2 = 0.2 / 0.0$ (com sismo)	$\psi_2 = 0.2 / 0.0$ (com sismo)	$\psi_2 = 0.0$
$\psi_1 = 0.4$	$\psi_1 = 0.3$	$\psi_1 = 0.0$
$\psi_0 = 0.6$	$\psi_0 = 0.4$	

9.6 MODELOS DE CÁLCULO

Para análise estrutural das pontes RMM1, RMM2 e RMM4 foram utilizados modelos tridimensionais de elementos finitos do tipo *Shell*, desenvolvidos e analisados através de um programa de cálculo automático de estruturas.

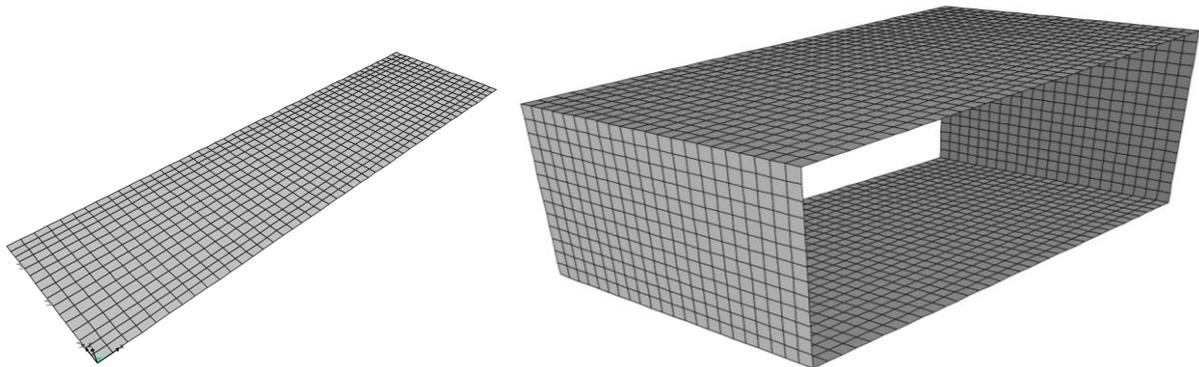


Figura 9.2 – Modelos de elementos finitos das pontes RMM1 (esquerda) e RMM2 e RMM4 (direita)

No caso das pontes RMM3 e RMM5, utilizou-se folhas de cálculo desenvolvidas na Aqualogus, para o cálculo de estruturas metálicas simplesmente apoiadas.

9.7 VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA ESTRUTURAL DAS PONTES

9.7.1 Considerações gerais

O dimensionamento das estruturas em causa foi efectuado tendo como critérios de dimensionamento as verificações de segurança aos Estados Limites Últimos (Flexão e Esforço Transverso) e aos Estados Limites de Utilização (Deformação e Abertura de Fendas).

Para as verificações de segurança nas peças de betão armado consideraram-se os critérios preconizados “Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado ” (REBAP). Nos casos em que a regulamentação portuguesa é omissa, consideraram-se indicações de outra regulamentação aplicável, nomeadamente normas europeias.

No caso do dimensionamento das estruturas metálicas foi seguido o Eurocódigo 3 – Projecto de estruturas em aço (NP EN 1993:2010).

9.7.2 Ponte RMM1

9.7.2.1 Solução de betão armado

A solução de betão armado adoptada para o tabuleiro da ponte RMM1 (laje maciça com 0,80 m de espessura, simplesmente apoiada) compreende o seguinte esquema de armaduras:

Armaduras de flexão longitudinais inferiores (em geral) – $\varnothing 32//0,20$;

Armaduras de flexão longitudinais inferiores (reforço a meio vão) – $\varnothing 32//0,20 + \varnothing 25//0,20$;

Armaduras de flexão longitudinais superiores – Ø25//0,20;
 Armaduras de flexão transversais inferiores – Ø20//0,20;
 Armaduras de flexão transversais superiores – Ø16//0,20;
 Armaduras de esforço transverso (junto aos apoios) – Ø10//0,20//0,20;
 Recobrimento mínimo – 0,04 m.

9.7.2.2 Resumo do dimensionamento

O dimensionamento do tabuleiro da ponte RMM1, laje maciça de betão armado simplesmente apoiada, cumpre os seguintes critérios:

- Estado Limite Último de Flexão: $M_{Rd} \geq M_{sd}$
- Estado Limite Último de Esforço Transverso: $V_{Rd} \geq V_{sd}$;
- Estado Limite de Abertura de Fendas: $w_k \leq 0,2$ mm (ambiente moderadamente agressivo);
- Estado Limite de Deformação: $\delta / L \leq 1/400$

No **Quadro 9.2** são apresentados os valores de dimensionamento e de resistência, nas secções mais condicionantes, do tabuleiro da ponte RMM1.

Quadro 9.2 – Valores de dimensionamento do tabuleiro da ponte RMM1.

		Ponte RMM1	
		Meio Vão	Apoio
Direção longitudinal	M_{sd} (kNm/m)	945	-
	M_k (kNm/m)	593	-
	$A_{s,flexão}$ (cm ² /m)	Ø32//0,20+ Ø25//0,20	Ø32//0,20
	M_{Rd} (kNm/m)	1703	1222
	w_k (mm)	0,21	-
Esforço transverso	V_{sd} (kN/m)	-	948
	$A_{s,corte}$ (cm ² /m/m)	-	Ø10//0,20//0,20
	V_{Rd} (kN/m)	270	998
	δ (m)	0,01	-

Dada a pequena significância dos momentos flectores negativos e positivos na direcção transversal, e dos momentos flectores negativos na direcção longitudinal, foram adoptadas armaduras de distribuição.

9.7.3 Pontes RMM2 e RMM4

9.7.3.1 Solução de betão armado

A solução de betão armado adoptada para o tabuleiro das pontes RMM2 e RMM4 (laje maciça com 0,80 m de espessura, monoliticamente ligada aos montantes) compreende o seguinte esquema de armaduras:

Armaduras de flexão longitudinais inferiores (em geral) – Ø25//0,20;

Armaduras de flexão longitudinais inferiores (reforço a meio vão) – Ø25//0,20 + Ø25//0,20;

Armaduras de flexão longitudinais superiores (em geral) – Ø25//0,20;

Armaduras de flexão longitudinais superiores (reforço nos apoios) – Ø25//0,20 + Ø25//0,20;

Armaduras de flexão transversais inferiores – Ø20//0,20;

Armaduras de flexão transversais superiores – Ø20//0,20;

Armaduras de esforço transverso (junto aos apoios) – Ø12//0,20//0,20;

Recobrimento mínimo - 0,04 m.

A solução de betão armado adoptada para os montantes das pontes RMM2 e RMM4 (muros de secção variável, em geral entre 1,00 m no topo e 2,80 m na base, monoliticamente ligados à laje do tabuleiro e à soleira do canal) compreende o seguinte esquema de armaduras:

Armaduras de flexão verticais exteriores – Ø25//0,20 + Ø25//0,20;

Armaduras de flexão verticais interiores – Ø25//0,20;

Armaduras de flexão horizontais exteriores – Ø20//0,20;

Armaduras de flexão horizontais interiores – Ø20//0,20;

Armadura de esforço transverso (no topo) – Ø12//0,20//0,20;

Recobrimento mínimo exterior – 0,04 m;

Recobrimento mínimo interior – 0,10 m.

9.7.3.2 Resumo do dimensionamento

O dimensionamento dos tabuleiros e montantes das pontes RMM2 e RMM4, em betão armado, cumpre os seguintes critérios:

- Estado Limite Último de Flexão: $M_{Rd} \geq M_{sd}$
- Estado Limite Último de Esforço Transverso: $V_{Rd} \geq V_{sd}$;
- Estado Limite de Abertura de Fendas: $w_k \leq 0,2$ mm (ambiente moderadamente agressivo);

– Estado Limite de Deformação: $\delta / L \leq 1/400$

No **Quadro 9.3** são apresentados os valores de dimensionamento e de resistência, nas secções mais condicionantes, dos tabuleiros das pontes RMM2 e RMM4.

Quadro 9.3 – Valores de dimensionamento dos tabuleiros das pontes RMM2 e RMM4.

		Pontes RMM2 e RMM4	
		Meio Vão	Apoio
Direcção longitudinal	M_{sd} (kNm/m)	890	-1100
	M_k (kNm/m)	450	-570
	$A_{s,flexão}$ (cm ² /m)	Ø25//0,20+ Ø25//0,20	Ø25//0,20+Ø25//0,20
	M_{Rd} (kNm/m)	1345	-1345
	W_k (mm)	0,17	0,24
Direcção transversal	M_{sd} (kNm/m)	220	-300
	M_k (kNm/m)	100	-180
	$A_{s,flexão}$ (cm ² /m)	Ø20//0,20	Ø20//0,20
	M_{Rd} (kNm/m)	492	492
	W_k (mm)	0,10	0,18
Esforço transversal	V_{sd} (kN/m)	-	1350
	$A_{s,corte}$ (cm ² /m/m)	-	Ø12//0,20//0,20
	V_{Rd} (kN/m)	292	1432
	δ (m)	0,01	-

No **Quadro 9.4** são apresentados os valores de dimensionamento e de resistência, nas secções mais condicionantes, dos montantes das pontes RMM2 e RMM4.

Quadro 9.4 – Valores de dimensionamento dos montantes das pontes RMM2 e RMM4.

		Pontes RMM2 e RMM4	
		Topo	Base
Direcção vertical	M_{sd} (kNm/m)	-1650	-620
	M_k (kNm/m)	-850	-400
	$A_{s,flexão}$ (cm ² /m)	Ø25//0,20+Ø25//0,20	Ø25//0,20+Ø25//0,20*
	M_{Rd} (kNm/m)	-1699	-5111
	W_k (mm)	0,24	0,03

		Pontes RMM2 e RMM4	
		Topo	Base
Direção horizontal	M_{sd} (kNm/m)	-250	-240
	M_k (kNm/m)	-148	-160
	$A_{s,flexão}$ (cm ² /m)	Ø20//0,20	Ø20//0,20
	M_{Rd} (kNm/m)	-619	-1838
	W_k (mm)	0,13	0,06
Esforço transverso	V_{sd} (kN/m)	918	204
	$A_{s,corte}$ (cm ² /m/m)	Ø12//0,20//0,20	-
	V_{Rd} (kN/m)	1816	754

*Solução de armaduras governada pelo critério da armadura mínima de flexão

Dada a pequena significância dos momentos flectores positivos na direcção vertical e dos momentos flectores positivos e negativos na direcção horizontal, as armaduras de flexão verticais interiores e horizontais interiores e exteriores, consistem em armaduras de distribuição.

9.7.4 Pontes RMM3 e RMM5

9.7.4.1 Solução da estrutura metálica

A solução estrutural adoptada para o tabuleiro das pontes RMM3 e RMM5 (estruturas simplesmente apoiadas) consiste numa estrutura metálica, em aço de classe S235, composta pelos seguintes elementos:

- 2 perfis HEB400 S235 dispostos longitudinalmente e afastados entre si de 1,20 m, transversalmente;
- 6 perfis HEB100 S235 dispostos transversalmente (soldados entre os perfis HEB400) e afastados entre si de aproximadamente 2,70 m, longitudinalmente;
- Chapa Xadrez com 10mm de espessura, apoiada e soldada na superfície exterior dos banzos superiores dos perfis HEB400;
- 2 guardas metálica, soldadas nos banzos superiores dos perfis HEB400.

9.7.4.2 Resumo do dimensionamento

O dimensionamento do tabuleiro das pontes RMM3 e RMM5, estrutura metálica simplesmente apoiada, cumpre os seguintes critérios:

- Estado Limite Último de Flexão: $M_{Rd} \geq M_{sd}$
- Estado Limite Último de Esforço Transverso: $V_{Rd} \geq V_{sd}$;

- Estado Limite de Deformação: $\delta / L \leq 1/400$

No **Quadro 9.5** são apresentados os valores de dimensionamento e de resistência, nas secções mais condicionantes, dos perfis HEB400 S235 (principais elementos resistentes do tabuleiro das pontes RMM3 e RMM5).

Quadro 9.5 – Valores de dimensionamento dos perfis HEB400 (pontes RMM3 e RMM5)

		HEB400 (RMM3 e RMM5)	
		Meio Vão	Apoio
Direção longitudinal	M_{sd} (kNm)	252	-
	M_k (kNm)	168	-
	I_y (cm ⁴)	57680	57680
	$W_{el,y}$ (cm ³)	2884	2884
	M_{Rd} (kNm)	615	615
Esforço transversal	V_{sd} (kN)	-	70
	A_{vz} (cm ²)	69,98	69,98
	V_{Rd} (kN)	950	950
	δ (m)	0,04	-

10 BIBLIOGRAFIA

CECW-EG (1995). *Engineering and Design - Evaluation and Repair of Concrete Structures*. Publicação electrónica aprovada em: <http://140.194.76.129/publications/eng-manuals/em1110-2-2002> e acedido em Dezembro de 2010.

COSRAM (2007). Carta de Ocupação do Solo da Região Autónoma da Madeira. IGP

EN EUROCODES - como regulamentos de dimensionamento geral e específico nos casos em que a regulamentação portuguesa é omissa, e como complemento desta.

EARAM (2010). Estudo de Avaliação do Risco de Aluviões na Ilha da Madeira. Relatório Síntese (Versão 0.99d). Instituto Superior Técnico, Universidade da Madeira e Laboratório Regional de Engenharia Civil, IP-Ram.

NP EN 206-1:2007 “Betão – Parte 1: Especificação, desempenho, produção e conformidade.

PRAM (2003). Plano Regional da Água da Madeira – Relatório técnico. ProceSl, Prosistemas, Prima, INAG e SRA.

Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA); Decreto-Lei n.º 235/83, Diário da República n.º125 de 31-5-1983.

Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado (REBAP); Decreto-Lei n.º 349-C/83, Diário da República n.º174 de 30-7-1983.