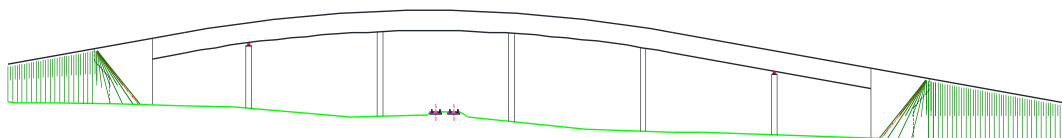




**INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA**

**Área Departamental de Engenharia Civil**



## **Projecto de Execução de Estruturas e Fundações de uma Obra de Arte Corrente em Betão Armado e Pré-esforçado**

**PEDRO DUARTE DE ALMEIDA CAETANO**  
(Licenciado)

Trabalho de Projecto para obtenção do grau de Mestre  
em Engenharia Civil

Orientadores:

Doutor Carlos Jorge Amorim Miragaia Trancoso Vaz  
Doutor Luciano Alberto do Carmo Jacinto

Júri:

Presidente: Mestre Cristina Ferreira Xavier de Brito Machado

Vogais:

Licenciado Carlos de Azevedo Ferraz  
Doutor Luciano Alberto do Carmo Jacinto

**Dezembro de 2013**



# RESUMO

Este trabalho, “Projecto de Execução de Estruturas e Fundações de uma Obra de Arte Corrente em Betão Armado e Pré-esforçado” enquadra-se no âmbito do Trabalho Final de Mestrado em Engenharia Civil – Ramo de Estruturas, com vista a obtenção do grau de Mestre. Será sob a orientação dos Professores Carlos Trancoso Vaz e Luciano Jacinto. O presente trabalho teve como principal objectivo a aplicação e desenvolvimento dos conhecimentos adquiridos ao longo da formação e ter um pré-contacto com a vida profissional.

O trabalho é composto por Peças Desenhadas e Peças Escritas. Nas Peças Desenhadas estão incluídos: desenhos de dimensionamento geral, desenhos de betão armado e pormenores. Nas Peças Escritas estão: memória descritiva e justificativa, cálculos justificativos e anexos de cálculo.

Pretende-se um projecto de execução que cumpra as verificações de segurança de acordo com as normas em vigor, que seja funcional, económico e ao mesmo tempo dê garantias de durabilidade. Foram tidas em conta as várias condicionantes (gabarit mínimo, geotecnia do solo, topografia do terreno e a base do traçado, etc.), bem como a actividade sísmica prevista na região. As soluções construtivas adoptadas enquadram-se nos métodos construtivos mais comuns.

Seguiu-se a regulamentação em vigor, o Regulamento de Segurança e Acções e também o Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado. O dimensionamento estrutural foi feito a partir da análise efectuada por um software de cálculo automático (SAP 2000). Esta obra de arte será construída com recurso a fases construtivas, as quais serão devidamente analisadas. Os materiais a utilizar serão o betão (tabuleiro, pilares, encontros e fundações) e o aço (armaduras activas e passivas).

## Palavras-chave

Viaduto Rodoviário; Projecto de Execução; Tabuleiro; Betão Armado e Pré-Esforçado; Pilares; Estacas; Fases Construtivas; Esforços; Estados Limite.



---

# ABSTRACT

This work, “Project of a prestressed concrete Viaduct” under the Final Work Civil Engineering, based on the degree of master. Will be under the guidance of Professor Carlos Trancoso Vaz and Professor Luciano Jacinto. The present work has as main objective the development and application of knowledge acquired during the formation and to have a pre-contact with professional life.

The work consists of Drawn Parts and Written Parts. Drawn parts include: general dimensioning drawings, concrete drawings and details. Written parts include: descriptive memory, calculations and attachment calculations.

The project meets the code requirements, include safety, functionality and durability. It taken into account the various constraints (free height, geotechnical soil, topography and road project), and the expected seismic activity in the region. Constructive solutions adopted fall within the most common construction methods.

The project was developed in agreement with the Portuguese structural codes. The structural design was made with the support of calculation software (SAP 2000). The Viaduct will be built using construction phases, which will be correctly analyzed. The materials used will be concrete and steel (active and passive reinforcement).

## Keywords

Highway Viaduct; Implementation Project; Concrete Reinforced; Pre-Stress; Slab; Columns; Piles; Forces; Stress; Limit State.



---

# AGRADECIMENTOS

Em primeiro lugar agradeço à minha família, aos meus irmãos, avós e em especial à minha mãe.

A todos os meus colegas e amigos que fiz ao longo destes anos de ISEL, com eles tudo se tornou mais fácil.

A todos os professores do ISEL, certamente com todos eles aprendi muito. Foram exigentes, é verdade, por vezes em demasia para tão pouco tempo, mas se não formos exigentes connosco próprios, nunca poderemos melhorar.

Aos meus orientadores, Engenheiros Carlos Trancoso Vaz e Luciano Jacinto.

Ao Engenheiro Luciano tenho a agradecer o facto de nos ter acolhido numa altura complicada, com uma enorme amabilidade. Sempre com uma disponibilidade imensa para nos ajudar. Com ele foi sempre fácil resolver os problemas/dúvidas, fruto do seu sentido prático e dos seus muitos conhecimentos em diversas áreas.

Por fim um enorme agradecimento ao Engenheiro Trancoso Vaz, pela inspiração e pelo profissionalismo. Os seus conhecimentos e o seu à vontade, eram tão grandes, que tornava tudo muito mais fácil. O seu esforço para nos ajudar numa altura em que já lhe não era possível, foi sempre grande, talvez até em demasia. Apesar do pouco tempo para mim foi um privilégio poder ter sido aluno e especialmente orientando do Engenheiro Trancoso Vaz.

Obrigado a todos vós.



# ÍNDICE

MEMÓRIA DESCRITIVA E JUSTIFICATIVA.....	1
1. Introdução .....	1
2. Localização, Rasante e Perfil Transversal .....	1
3. Geologia e Fundações.....	3
4. Zona Sísmica.....	4
5. Solução Apresentada.....	4
5.1. Considerações Gerais.....	4
5.2. Tabuleiro .....	5
5.3. Pilares.....	5
5.4. Encontros .....	5
5.5. Pormenores.....	6
5.6. Materiais .....	7
6. Condicionalismos do Projecto.....	7
7. Verificação da Segurança.....	8
7.1. Acções .....	8
7.2. Verificação da Segurança .....	9
7.2.1. Estados Limites de Utilização.....	9
7.2.2. Estados Limites Últimos .....	11
7.2.3. Coeficientes Parciais de Segurança.....	13
8. Modelos de Cálculo .....	14
9. Processo Construtivo.....	15
CÁLCULOS JUSTIFICATIVOS .....	16
1. Verificação da Segurança do Tabuleiro .....	16

1.1.	Propriedades Geométricas.....	16
1.2.	Materiais .....	17
1.3.	Acções .....	18
1.3.1.	Dados Dimensionamento .....	18
1.3.2.	Acções permanentes.....	18
1.3.3.	Acções Variáveis.....	19
1.4.	Pré-esforço .....	21
1.4.1.	Traçado .....	22
1.4.2.	Forças e Perdas .....	23
1.4.2.1.	Perdas Instantâneas .....	23
1.4.2.2.	Perdas Diferidas .....	27
1.4.3.	Cargas equivalentes .....	30
1.4.4.	Diagramas de Momentos Flectores a Longo Prazo.....	30
1.5.	Modelação.....	32
1.6.	Verificação da Segurança na direcção Longitudinal do Tabuleiro.....	34
1.6.1.	Diagramas de Esforços .....	34
1.6.2.	Estados Limites de Utilização.....	40
1.6.2.1.	Estado Limite de Descompressão .....	40
1.6.2.2.	Estado Limite de Largura de Fendas .....	43
1.6.2.3.	Estado Limite de Deformação.....	45
1.6.3.	Estados Limites Últimos .....	46
1.6.3.1.	Estado Limite de Flexão.....	46
1.6.3.2.	Estado Limite de Esforço Transverso .....	47
1.6.3.3.	Estado Limite de Torção .....	49
1.7.	Análise Transversal do Tabuleiro.....	51

---

1.7.1.	Consolas Laterais.....	51
1.7.1.1.	Estado Limite de Flexão.....	52
1.7.1.2.	Estado Limite de Esforço Transverso .....	55
1.7.2.	Laje Intermédia .....	57
1.7.2.1.	Estado Limite de Flexão.....	58
1.7.2.2.	Estado Limite Esforço Transverso .....	65
1.8.	Carlinga sobre os Encontros .....	66
2.	Pilares .....	67
2.1.	Considerações Gerais.....	67
2.2.	Esforços Actuantes .....	67
2.3.	Segurança dos Pilares .....	67
2.3.1.	Esforços de Cálculo .....	67
2.3.2.	Momentos Flectores Resistentes.....	69
2.3.3.	Esforço Transverso .....	70
3.	Encontros .....	72
3.1.	Considerações Gerais.....	72
3.2.	Critérios de Cálculo .....	72
3.3.	Verificação Segurança dos elementos de Betão Armado .....	73
3.3.1.	Espelho .....	73
3.3.2.	Viga de Estribo .....	75
3.3.3.	Muro de Testa.....	76
3.3.4.	Gigantes do Muro de Testa (G1).....	78
3.3.5.	Muro de Avenida .....	82
3.3.6.	Gigantes dos Muros de Avenida (G2).....	84
4.	Fundações.....	88

---

4.1.	Pilares.....	89
4.1.1.	Verificação da Segurança Exterior das Estacas .....	90
4.1.2.	Verificação da Segurança aos Estados Limites Últimos das Estacas .....	93
4.1.3.	Verificação da Segurança do Maciço .....	97
4.2.	Encontros .....	99
4.2.1.	Verificação da Segurança Exterior das Estacas .....	100
4.2.2.	Verificação da Segurança aos Estados Limites Últimos das Estacas .....	101
4.2.3.	Verificação da Segurança do Maciço .....	106
5.	Aparelhos de Apoio e Juntas de Dilatação.....	107
5.1.	Aparelhos de Apoio.....	107
5.1.1.	Pilares .....	108
5.1.2.	Encontros.....	110
5.2.	Juntas de Dilatação .....	112
6.	Conclusões Finais .....	113
7.	Referências Bibliográficas.....	114
	ANEXOS .....	115

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 - Perfil Transversal Tipo .....	2
Figura 2 - Modelo em SAP2000 .....	15
Figura 3 - Secção Maciça .....	16
Figura 4 - Secção Vazada .....	16
Figura 5 - Veículo Tipo.....	20

Figura 6 - Traçado do Pré-esforço.....	23
Figura 7 - Perdas Instantâneas no Tramo Inicial.....	25
Figura 8 - Perdas Instantâneas nos Tramo Intermédios .....	26
Figura 9 - Perdas Instantâneas no Tramo Final .....	27
Figura 10 - Momento total do Pré-esforço .....	31
Figura 11 - Momento isostático do Pré-esforço .....	31
Figura 12 - Momento hiperestático do Pré-esforço .....	31
Figura 13 - Lane (Pista).....	32
Figura 14 – Definição do Veículo Tipo.....	33
Figura 15 – Definição das Sobrecargas Uniforme e Linear.....	33
Figura 16 – Diagrama de Momentos Flectores devido ao Peso Próprio.....	35
Figura 17 – Diagrama de Esforço Transverso devido ao Peso Próprio .....	35
Figura 18 – Diagrama de Momentos Flectores devido à Restante Carga Permanente .....	35
Figura 19 – Diagrama de Esforço Transverso devido à Restante Carga Permanente.....	36
Figura 20 – Diagrama de Momentos Flectores devido à Retracção .....	36
Figura 21 – Diagrama de Esforço Transverso devido à Retracção .....	36
Figura 22 – Diagrama de Esforço Transverso devido ao Pré-Esforço .....	37
Figura 23 – Diagrama de Momentos Flectores devido ao Veículo Tipo.....	37
Figura 24 – Diagrama de Esforço Transverso devido ao Veículo Tipo .....	37
Figura 25 – Diagrama de Momentos Flectores devido às Sobrecargas Uniforme e Linear .....	38
Figura 26 – Diagrama de Esforço Transverso devido às Sobrecargas Uniforme e Linear .....	38
Figura 27 – Diagrama de Momentos Flectores devido à Variação Diferencial da Temperatura.38	
Figura 28 – Diagrama de Esforço Transverso devido à Variação Diferencial da Temperatura ..39	
Figura 29 – Diagrama de Momentos Flectores devido à Variação Uniforme da Temperatura...39	
Figura 30 – Diagrama de Esforço Transverso devido à Variação Uniforme da Temperatura .....	39

Figura 31 – Descompressão – Curto Prazo .....	40
Figura 32 - Descompressão - Longo Prazo .....	41
Figura 33 – Descompressão: Fase nº 1 .....	41
Figura 34 – Descompressão: Fase nº 4 .....	42
Figura 35 – Descompressão: Fase nº 2 .....	42
Figura 36 – Descompressão: Fase nº 3 .....	42
Figura 37 – Descompressão: Fase nº 5 .....	43
Figura 38 – Verificação da Largura de Fendas – Longo Prazo .....	44
Figura 39 – Verificação da Largura de Fendas – Curto Prazo .....	44
Figura 40 - Verificação da Segurança à Flexão - Longo Prazo.....	46
Figura 41 - Verificação da Segurança ao E.L. de Esforço Transverso .....	48
Figura 42 - Verificação da Segurança ao E.L. de Torção.....	50
Figura 43 – Consola Lateral em SAP2000 .....	51
Figura 44 - Diagrama de Momentos do Peso Próprio na Consola Lateral .....	52
Figura 45 – Aplicação do Veículo Tipo na Consola Lateral .....	53
Figura 46 - Diagrama de Momentos na Consola Lateral devido ao Veículo Tipo .....	54
Figura 47 - Esquema do momento resistente na Consola Lateral .....	54
Figura 48 – Diagrama de esforço transversal devido ao veículo tipo.....	56
Figura 49 – Laje Intermédia em SAP2000 .....	57
Figura 50 - Diagrama de momentos na Laje Intermédia devido ao peso próprio.....	59
Figura 51 - Diagrama de momentos na Laje Intermédia devido à restante carga permanente .	59
Figura 52 - Diagrama de momentos na Laje Intermédia devido ao Veículo Tipo - 1ª hipótese ..	60
Figura 53 - Aplicação do Veículo Tipo na Laje Intermédia - 1ª hipótese.....	60
Figura 54 – Aplicação do veículo tipo na Laje Intermédia - 2ª hipótese .....	61
Figura 55 – Diagrama de momentos na Laje Intermédia devido ao veículo tipo – 2ª hipótese..	61

---

Figura 56 - Diagrama de momentos na Laje Intermédia devido à Sobrecarga Linear .....	62
Figura 57 - Diagrama de momentos na Laje Intermédia devido à Sobrecarga Uniforme.....	62
Figura 58 - Diagrama de esforço transverso na Laje Intermédia devido ao veículo tipo.....	65
Figura 59 – Momento Flector Resistente dos Pilares .....	70
Figura 60 – Secção Transversal dos Pilares .....	71
Figura 61 – Cargas na Viga de Estribo .....	75
Figura 62 – Muro de Testa .....	76
Figura 63 – Gigantes do Muro de Testa .....	78
Figura 64 – Momentos Flectores Actuantes no Gigante (G1) .....	79
Figura 65 – Secções Transversais do Gigante (G1) .....	79
Figura 66 – Esforço Transverso Actuante no Gigante (G1) .....	80
Figura 67 – Muro de Avenida .....	82
Figura 68 – Gigantes do Muro de Avenida .....	84
Figura 69 – Momentos Flectores Actuantes no Gigante (G2) .....	85
Figura 70 – Secções Transversais do Gigante (G2) .....	85
Figura 71 – Esforço Transverso Actuante no Gigante (G2) .....	86
Figura 72 – Planta da Fundação dos Pilares .....	89
Figura 73 – Momento Resistente das Estacas dos Pilares.....	95
Figura 74 – Secção Transversal das Estacas dos Pilares.....	96
Figura 75 – Modelo de Cálculo do Maciço dos Pilares.....	97
Figura 76 – Planta das Fundações dos Encontros.....	99
Figura 77 – Área dos impulsos.....	102
Figura 78 – Momento Resistente das Estacas dos Encontros .....	104
Figura 79 – Secção Transversal das Estacas dos Encontros .....	105

# ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 1 – Coeficientes Parciais de Segurança .....	13
Quadro 2 - Coeficientes de Redução .....	13
Quadro 3 – Resumo das Propriedades Geométricas .....	17
Quadro 4 - Características do Betão Utilizado.....	17
Quadro 5 - Armaduras Passivas.....	17
Quadro 6 - Armaduras Activas.....	17
Quadro 7 - Peso Próprio .....	18
Quadro 8 - Restante Carga Permanente .....	19
Quadro 9 - Força de pré-esforço na origem (por cabo) .....	23
Quadro 10 - Cálculo das perdas instantâneas no tramo inicial .....	24
Quadro 11 - Cálculo das perdas instantâneas nos tramos correntes .....	25
Quadro 12- Cálculo das perdas instantâneas no tramo final .....	26
Quadro 13 - Cálculo da força instalada inicial de pré-esforço (por cabo).....	27
Quadro 14 - Cálculo das perdas do pré-esforço devido à retracção do betão.....	27
Quadro 15 - Cálculo das perdas do pré-esforço devido à relaxação das armaduras.....	28
Quadro 16 - Cálculo do coeficiente de fluência.....	28
Quadro 17 - Cálculo da força final de pré-esforço.....	29
Quadro 18 – Cargas equivalentes do Pré-Esforço .....	30
Quadro 19 – Momento da Restante Carga Permanente .....	53
Quadro 20 – Momento Resistente da Consola Lateral .....	55
Quadro 21 – Esforço Transverso devido à restante carga permanente .....	56
Quadro 22 – Momentos Actuantes na Laje Intermédia.....	63
Quadro 23 – Momento Resistente Positivo da Laje Intermédia .....	64

Quadro 24 – Momento Resistente Negativo da Laje Intermédia.....	64
Quadro 25 – Esforços de 1ª Ordem nos Pilares.....	68
Quadro 26 – Esforços de 2ª Ordem nos Pilares.....	68
Quadro 27 – Momentos Resistentes do Gigante (G1).....	80
Quadro 28 – Cálculo da Armadura de Esforço Transverso do Gigante (G1).....	81
Quadro 29 – Momentos Resistentes do Gigante (G2).....	86
Quadro 30 – Cálculo da Armadura de Esforço Transverso do Gigante (G2).....	87
Quadro 31 – Valores adoptados para a resistência das estacas.....	91
Quadro 32 – Cálculo da Resistência Lateral das Estacas.....	92
Quadro 33 – Aparelhos de Apoio nos Pilares P1.....	108
Quadro 34 – Aparelhos de Apoio nos Pilares P5.....	109
Quadro 35 – Forças nos Aparelhos de Apoio no Encontro E1.....	110
Quadro 36 – Deslocamento nos Aparelhos de Apoio no Encontro E1.....	110
Quadro 37 – Forças nos Aparelhos de Apoio no Encontro E2.....	111
Quadro 38 – Deslocamento nos Aparelhos de Apoio no Encontro E2.....	111

## LISTA DE SIGLAS E ABREVIATURAS

### Letras Maiúsculas Latinas:

- A Área da secção transversal;
- A<sub>c</sub> Área da secção transversal de betão;
- A<sub>p</sub> Área da secção de pré-esforço;
- A<sub>s</sub> Área das armaduras passivas;

---

$A_{s\ min}$	Área mínima de armaduras passivas;
$A_{sw}$	Área das armaduras de esforço transverso;
$A_{sl}$	Área de armadura longitudinal de torção;
$A_{st}$	Área de armadura transversal de torção;
$I$	Inércia da Secção;
$L$	Comprimento;
$M$	Momento Flector;
$N$	Esforço normal;
$P_0$	Pré-esforço inicial (valor após as perdas instantâneas);
$P_\infty$	Pré-esforço a longo prazo;
$T$	Momento Torsor;
$V$	Esforço Transverso;

### **Letras Minúsculas Latinas:**

$b$	largura;
$b_w$	largura da alma;
$d$	diâmetro ou altura útil de uma secção;
$e$	excentricidade;
$f_{cd}$	valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão;
$f_{ck}$	valor característico da tensão de rotura do betão à compressão;
$f_{ctk}$	valor característico da tensão de rotura do betão à tracção simples;

---

$f_{ctm}$	valor médio da tensão de rotura do betão à tracção simples;
$f_{pk}$	valor característico da tensão de rotura à tracção do aço de pré-esforço;
$f_{yd}$	valor de cálculo da tensão de cedência à tracção do aço das armaduras passivas;
$f_{yk}$	valor característico da tensão de cedência à tracção do aço das armaduras passivas;
$h$	altura;
$h_{ef}$	espessura da secção oca eficaz;
$i$	raio de giração;
$u$	perímetro;
$v_i$	distância da fibra inferior ao centro de gravidade;
$v_s$	distância da fibra superior ao centro de gravidade;(...)

### **Letras Gregas:**

$\gamma$	coeficiente parcial de segurança ou peso volúmico;
$\sigma$	tensão;
$\Phi$	diâmetro;
$\varphi$	coeficiente de fluência;
$\psi$	coeficiente de redução;
$\tau$	valor de tensão relacionadas com a classe de betão;

## Siglas:

EC	Eurocódigo;
EL	Estado Limite;
ELU	Estado Limite Último;
ELUtl	Estado Limite de Utilização;
PE	Pré-Esforço;
PP	Peso Próprio;
PS	Passagem Superior;
RCP	Restante Carga Permanente;
REABP	Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado;
RSA	Regulamento de Segurança e Acções para estruturas de edifícios e pontes;
SC	Sobrecarga;
SCL	Sobrecarga Linear
SCU	Sobrecarga Uniforme
VDT	Variação Diferencial de Temperatura;
VT	Veículo Tipo
VUT	Variação Uniforme de Temperatura;

# MEMÓRIA DESCRITIVA E JUSTIFICATIVA

## 1. Introdução

A presente Memória Descritiva e Justificativa refere-se ao Projecto de Execução das Fundações e Estruturas da Obra de Arte denominada: “PSTT ao PK 211+328”, inserida na modernização da Linha do Norte, no Subtroço 2.3: Alfarelos/Pampilhosa, Obras de Arte e/ou Caminhos de Acesso a Sul de Coimbra B, com o objectivo de eliminar as passagens de nível.

Na escolha das soluções a adoptar foram considerados todos os condicionalismos existentes, em particular os inerentes à implantação geral das obras e sua utilização. Foram igualmente tidas em conta as características geológico-geotécnicas conhecidas do terreno de fundação, as acções passíveis de actuar nas estruturas, as propriedades dos materiais utilizados e os processos construtivos que venham a ser adoptados.

Nas secções seguintes indicam-se os principais condicionamentos considerados no projecto, descreve-se a solução adoptada para as estruturas, indicam-se as acções e combinações de dimensionamento, os materiais a empregar, os critérios aplicados para a verificação da segurança, o terreno de fundação, bem como o tipo de fundações adoptadas e os regulamentos e normas utilizados.

## 2. Localização, Rasante e Perfil Transversal

A Passagem Superior ao PK 211+328 destina-se a eliminar a Passagem de Nível ao PK 211+480, servindo o restabelecimento que transpõe superiormente a linha de caminho de ferro. A intersecção com via ascendente do caminho de ferro dá-se ao km 0+146.930 do restabelecimento, e ao km 211+328 da via, segundo ângulo de viés de 99.0 graus.

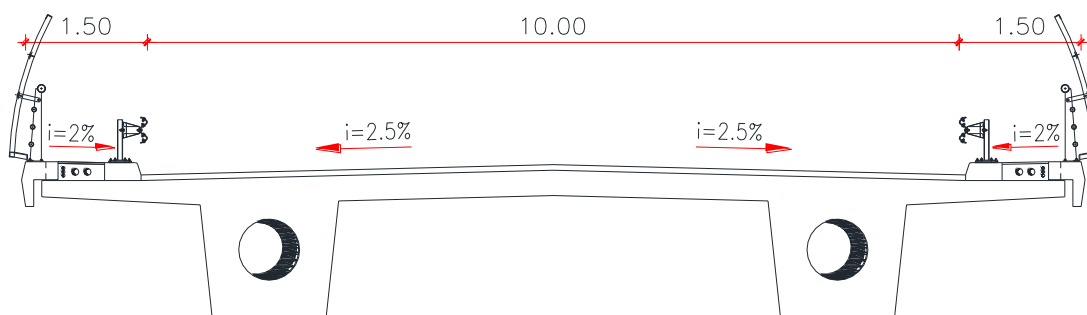
A intersecção com a via ascendente do caminho de ferro situa-se no ponto de coordenadas  $M = 168\,904.509$  e  $P = 359\,799.785$ .

No que concerne ao restabelecimento, a obra desenvolve-se em planta num alinhamento recto em toda a sua extensão, com um comprimento total aproximado de 154 m. Em perfil longitudinal a obra inscreve-se num trainel com 8% de inclinação até ao km0+089.562, a partir deste km até ao km 0+193.629 numa concordância vertical convexa de raio 650 m e a partir deste km até ao final segundo um trainel com 8.01 % de inclinação.

Transversalmente o tabuleiro apresenta uma plataforma com 13,00 m de largura. Esta largura comporta, uma faixa de rodagem com duas vias, uma em cada sentido de circulação com 3,50m, uma berma com 1,50 m e um conjunto elevado com 1,50 m de largura que inclui o passeio, um lancil onde apoia a guarda de segurança e uma viga de bordadura com 0,25 m, onde se fixa o guarda corpos.

A inclinação transversal da faixa de rodagem é de 2.5% para o exterior. Os passeios possuem uma inclinação transversal de 2% para a berma. O tapete betuminoso tem 0,07 m de espessura. Sobre a via férrea a obra apresenta um gabarit de 7,49 m.

Na figura seguinte apresenta-se o perfil transversal tipo:



**Figura 1 - Perfil Transversal Tipo**

### 3. Geologia e Fundações

De acordo com o descrito no relatório geotécnico, a área de implantação da obra de arte caracteriza-se pela ocorrência de depósitos aluvionares muito espessos assentes sobre terrenos do Cretácico superior designados por Grés de Oiã.

A unidade aluvionar possui 15-17 m de máxima espessura e é constituída por uma sucessão de níveis arenosos, com granulometria muito variada, medianamente compactos a muito compactos, com um nível argilo-lodoso, medianamente consistente a duro intercalado e uma base de cascalheira sistematicamente presente.

A formação Cretácica de base é constituída por uma sequência de areias médias a finas alternantes com argilas arenosas. Os resultados dos ensaios SPT situam-se invariavelmente acima das 45 pancadas, obtendo-se valores de nega (NSPT > 60 pancadas) de modo sistemático a partir dos 22.0 – 25.0 m.

O nível de água situa-se muito próximo da superfície, a morfologia local, e a elevada permeabilidade das formações ocorrentes, leva-nos a admitir um contexto hidrogeológico muito produtivo.

Na sequência do contexto geológico – geotécnico reconhecido, os elementos de fundação da obra de arte, deverão mobilizar sempre a formação Cretácica de base, uma vez que nenhum dos níveis da unidade aluvionar possui características adequadas ao assento das fundações.

Assim, preconiza-se a execução de fundações profundas, tipo estacas que deverão ficar fundadas no horizonte inferior da unidade Cretácica caracterizado por valores NSPT superiores a 60 pancadas.

Este horizonte Cretácico, caracterizado por valores sistemáticos de nega no ensaio SPT, situa-se entre os 22.0 e 25.0 m de profundidade. Admitindo-se que as estacas devem ficar cravadas neste horizonte pelo menos numa profundidade igual a 3 vezes o seu diâmetro, estima-se que a sua profundidade possa variar entre os 25 e 28 m.

O Relatório Geotécnico encontra-se no Anexo A.

## 4. Zona Sísmica

Atendendo à localização geográfica do projecto, e segundo o Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes (R.S.A), considerou-se a sua zona sísmica como zona C (Coimbra). Deste modo, o estudo da acção sísmica foi realizada de acordo com os elementos fornecidos pelo R.S.A para a construção dos respectivos espectros de resposta para os dois tipos de acção sísmica – Acção Sísmica Tipo 1 e 2.

Os espectros de resposta para a acção sísmica tipo 1 e 2, encontram-se definidos no ANEXO J deste trabalho.

## 5. Solução Apresentada

### 5.1. Considerações Gerais

Tentou-se, na medida do possível, adoptar uma solução estrutural simples que, além de respeitar cada uma das condicionantes impostas pelo traçado da via-férrea e do restabelecimento, garantisse benefícios do ponto de vista construtivo e económico.

A extensão da obra foi definida de forma a, por um lado, limitar a altura dos encontros, definindo-se, sempre que possível, a altura livre máxima igual a 10,0 m e por outro evitar grandes saias de aterro de modo a reduzir a área de expropriação.

O vão sobre a plataforma da via-férrea foi definido de modo a situar os pilares afastados o máximo possível do eixo da via mais próxima, de modo a evitar o seu dimensionamento para o embate do comboio.

A passagem será constituída por um tabuleiro de seis tramos com vãos de 21,0 + 4 x 28,0 + 21,0 m, apresentando um comprimento total de 154,0 metros medidos entre os eixos de apoio nos

encontros. Este tabuleiro apoia em encontros nas extremidades e em cinco eixos de apoio com dois pilares cada.

## **5.2. Tabuleiro**

O tabuleiro será constituído por duas nervuras, com 1,70 m de altura, afastadas entre si de 7,0 m que suportam duas consolas de 2,00m. Junto aos apoios a secção será maciça para assegurar a resistência aos momentos negativos e aos maiores valores de esforço transversal.

Tendo em conta o desenvolvimento dos cabos de pré-esforço, na parte central dos vãos do tabuleiro, de forma a garantir no mínimo um recobrimento igual ao diâmetro externo da bainha dos cabos, adoptou-se um vazamento circular de 0,75m em cada nervura.

## **5.3. Pilares**

Os pilares em betão armado, dois por cada eixo de apoio, afastados de 7,0m, terão uma secção circular com 1,00 m de diâmetro.

A fundação dos pilares é indirecta por intermédio de quatro estacas moldadas de betão armado com 0,80m de diâmetro, encabeçadas por um maciço em cada pilar. Os maciços têm a dimensão de 4,00 x 4,00 x 1,20 m.

## **5.4. Encontros**

Os encontros têm soluções iguais em virtude de a sua altura ser aproximadamente a mesma. São do tipo aparente, com alturas totais de 7,40m. Acima da cota do terreno, encontro E1 terá uma altura visível de 6,20m e o encontro E2 6,50m. Disporão de muros de testa e avenida destinados a conter os aterros de acesso. O muro de testa é reforçado por dois gigantes centrais (G1), ortogonais à viga de estribo, com secção rectangular de altura variável e dimensões na base de 3,50 x 0,40 m. Relativamente aos muros de avenida de altura variável, existem dois gigantes laterais (G2), também com secção rectangular de altura variável e dimensões na base

de 3,50 x 0,40 m. As paredes dos muros têm 0,30 m de espessura. A solidarizar os gigantes do muro de testa está a viga de estribo, que tem uma secção transversal de 1,60 x 0,75 m. Os encontros são fundados em estacas (duas por gigante, mais duas nas uniões dos muros de testa e avenida) com 0,80m de diâmetro ligadas por um maciço com altura de 1,20 m.

## **5.5. Pormenores**

O enchimento dos passeios é obtido com betão de regularização não vibrado; esse enchimento é limitado exteriormente pela viga de bordadura, e na parte interior, pelo soco de apoio do perfil de segurança, que é betonado em 2ª fase. Incorporados em cada passeio estão previstos dois tubos de polietileno com 90 mm de diâmetro e três tubos de polietileno com 40mm, os quais se destinam à eventual passagem de cabos. O revestimento dos passeios é constituído por uma betonilha esquartelada com 0,02 m de espessura mínima.

A continuidade das faixas de rodagem dos tabuleiros será assegurada por juntas comerciais estanques e de boa qualidade, devendo ser do tipo transflex ou equivalente.

Os guarda-corpos são constituídos por corrimão de aço, suportado por montantes de aço aparafusados às vigas de bordadura. Todos os elementos metálicos serão metalizados e pintados, de preferência com uma cor clara.

Os perfis de segurança existentes ao longo dos passeios para protecção das bermas terão fixações espaçadas de 2,0 m, que não deverão coincidir com a localização dos postes de iluminação de modo a facilitar a circulação pedonal.

O tabuleiro está dotado dos dispositivos de drenagem necessários para evitar que se formem sobre eles acumulações de águas nocivas quer à sua conservação, quer ainda à segurança da circulação rodoviária. A água colectada será conduzida para o exterior da obra por intermédio de tubos de PVC com 110 mm de diâmetro, colocados ao longo dos pilares e dos encontros.

Todas as superfícies em contacto com o terreno serão pintadas com emulsão betuminosa.

Como é usual neste tipo de obras, também esta está dotada de acrotérios, de caixas de visita na extremidade da obra e nos passeios e de lajes de aproximação no tardo dos encontros.

Serão ainda montados, em ambos os lados do tabuleiro, painéis metálicos, ligados a eléctrodos de terra, para protecção da catenária, prolongando-se, no mínimo, 2,50 m para além do cabo da catenária.

## 5.6. Materiais

Os materiais adoptados no projecto de execução da estrutura são:

### a) Betões

- Tabuleiro e Pilares..... C35/45
- Encontros..... C30/37
- Estacas..... C25/30
- Maciços..... Classe do Pilar ou Encontro
- Regularização das Fundações..... C16/20

### b) Aços

- Aço Passivo: A500 NR
- Aço de Pré-Esforço: Y1860S7

### c) Recobrimentos nominais

- Geral..... 3,0 cm
- Superfícies em contacto com o solo..... 5,0 cm
- Estacas..... 7,0 cm

## 6. Condicionalismos do Projecto

Além dos condicionamentos que ocorrem da obrigatoriedade de respeitar os traçados das vias em que as obras se inscrevem assim como os gabaritos mínimos exigidos nas plataformas das vias inferiores (mesmo durante a construção), foram tomadas como condicionantes do estudo as seguintes imposições:

- A obra é considerada da classe I e as acções serão estipuladas no RSA para viadutos desta classe, e para a zona territorial onde se localizam;
- A obra, para a acção do sismo, situa-se na zona C.
- Será seguida a regulamentação portuguesa em vigor: RSA e REBAP, e nos casos omissos, normas e práticas consagradas em especial dos Eurocódigos (EC2 e EC7).

Para a distribuição de vãos considerou-se a conjugação da geometria do atravessamento, as condições topográficas, a altura da rasante, os obstáculos a transportar e os factores económicos e ambientais.

## **7. Verificação da Segurança**

### **7.1. Acções**

As acções consideradas na verificação da segurança estrutural foram as seguintes:

#### **a) Acções Permanentes**

- Peso Próprio da estrutura
- Restante Carga Permanente
- Pré-Esforço
- Retracção
- Fluência

#### **b) Acções Variáveis**

- Sobrecarga Rodoviária (uniforme + linear)

- Veículo Tipo
- Variação uniforme de temperatura
- Variação diferencial de temperatura
- Acção dos sismos

## **7.2. Verificação da Segurança**

Na verificação da segurança, foram tidas em consideração as normas definidas no Regulamento de Segurança e Acções em Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA), para a consideração de todas as acções, combinações e critérios a ter em conta.

A segurança de todos os elementos estruturais será verificada para os estados limites de utilização e estados limites últimos. Foram aplicados os critérios impostos no Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado (REBAP), para além do recurso aos Eurocódigos 2 (Betão Armado) e 8 (Fundações).

### **7.2.1. Estados Limites de Utilização**

Os estados limites de utilização considerados no regulamento para o tabuleiro são o Estado Limite de Fendilhação e o Estado Limite de Deformação.

O Estado Limite de Fendilhação subdivide-se nos Estados Limites de Descompressão e de Largura de Fendas. Este estado limite é de grande importância, de tal forma que condiciona a aplicação do pré-esforço, visto que tem de se garantir sempre um recobrimento eficaz nas armaduras.

A verificação para o estado limite de Fendilhação é verificada da seguinte forma:

- Para a verificação do Estado Limite de Descompressão é aplicada a Combinação Quase Permanente de Acções;

- Para a verificação do Estado Limite de Largura de Fendas é aplicada a Combinação Frequente de Acções;

O Estado Limite de Deformação numa obra pré-esforçada, geralmente não é condicionante. Neste estado limite é aplicado a Combinação Frequente de Acções.

### a) Combinação Quase Permanente

$$S_{QP} = \sum_{j=1}^m G_{jk} + \sum_{i=1}^n \psi_{2i} \cdot Q_{ik}$$

Em que:

$G_{jk}$  – Esforço resultante de uma acção permanente, tomada com o seu valor característico;

$Q_{ik}$  – Esforço resultante de uma acção variável, tomada com o seu valor característico;

$\psi_{2i}$  – Coeficiente de redução ( $\psi_2$ ) correspondentes à acção variável de ordem  $i$ .

### b) Combinação Frequente

$$S_{Freq} = \sum_{j=1}^m G_{jk} + \psi_{11} \cdot Q_{1k} + \sum_{i=2}^n \psi_{2i} \cdot Q_{ik}$$

Em que:

$G_{jk}$  – Esforço resultante de uma acção permanente, tomada com o seu valor característico;

$Q_{1k}$  – Esforço resultante de uma acção variável considerada como acção de base da combinação, tomada com o seu valor característico;

$Q_{ik}$  – Esforço resultante de uma acção variável acompanhante da acção de base, tomada com o seu valor característico;

$\psi_{11}$  – Coeficiente de redução ( $\psi_1$ ) de 1ª ordem;

$\psi_{2i}$  – Coeficiente de redução ( $\psi_2$ ) de 2ª ordem, correspondente à acção variável de ordem  $i$ .

### 7.2.2. Estados Limites Últimos

O regulamento (REBAP) estabelece a segurança em relação aos Estados Limites Últimos em termos de esforços, e a sua verificação deve satisfazer a seguinte condição:

$$S_d \leq R_d$$

$S_d$  – Valor de cálculo dos esforços actuantes;

$R_d$  – Valor de cálculo dos esforços resistentes.

As secções mais condicionantes do projecto estão sujeitas às seguintes verificações:

#### a) Flexão:

$$M_{Sd} \leq M_{Rd}$$

$M_{Sd}$  – Valor de cálculo dos momentos flectores actuantes;

$M_{Rd}$  – Valor de cálculo dos momentos flectores resistentes.

#### b) Esforço Transverso

$$V_{Sd} \leq V_{Rd}$$

$V_{Sd}$  – Valor de cálculo dos esforços transversos actuantes;

$V_{Rd}$  – Valor de cálculo dos esforços transversos resistentes.

Nas verificações de segurança aos Estados Limites Últimos de Flexão e de Esforço Transverso, a combinação utilizada foi segundo uma Combinação Fundamental de Acções:

$$S_{Fund} = \sum_{j=1}^m \gamma_{Gj} \cdot G_{jk} + \gamma_{Q1} \cdot Q_{1k} + \sum_{i=2}^n \gamma_{Qi} \cdot \Psi_{0i} \cdot Q_{ik}$$

$G_{jk}$  – Esforço resultante de uma acção permanente, tomada com o seu valor característico;

$Q_{1k}$  – Esforço resultante de uma acção variável considerada como acção de base da combinação, tomada com o seu valor característico;

$Q_{ik}$  – Esforço resultante de uma acção variável acompanhante da acção de base, tomada com o seu valor característico;

$\gamma_{Gj}$  – Coeficiente de segurança relativo às acções permanentes;

$\gamma_{Q1}, \gamma_{Qi}$  – Coeficientes de segurança relativos às acções variáveis;

$\Psi_{0i}$  – Coeficiente de redução ( $\psi_{0i}$ ) correspondentes à acção variável de ordem  $i$ .

Para a verificação da segurança dos pilares foram estudadas duas combinações e considerada a mais condicionante. As combinações estudadas foram a combinação Fundamental e a Combinação Sísmica (para os dois tipos de acção sísmica – Acção Sísmica Tipo 1 e 2).

A Combinação Sísmica estudada apresenta-se na equação a seguinte:

$$S_E = \sum_{j=1}^m G_{jk} + \gamma_Q \cdot S_{Ek} + \sum_{i=2}^n \psi_{2i} \cdot Q_{ik}$$

em que:

$G_{jk}$  – Esforço resultante de uma acção permanente, tomada com o seu valor característico;

$S_{Ek}$  – Esforço resultante de uma acção sísmica, considerada como acção de base da combinação, tomada com o seu valor característico;

$Q_{ik}$  – Esforço resultante de uma acção variável acompanhante da acção de base, tomada com o seu valor característico;

$\gamma_Q$  – Coeficientes de segurança relativos às acções variáveis;

$\psi_{2i}$  – Coeficiente de redução ( $\psi_2$ ) de 2ª ordem, correspondentes à acção variável de ordem  $i$ .

### 7.2.3. Coeficientes Parciais de Segurança

Quadro 1 – Coeficientes Parciais de Segurança

Tipo de Acções	$\gamma$	Efeito Desfavorável	Efeito Favorável
Acções Permanentes	$\gamma_G$	1,35 (PP)	1,0
		1,5 (RCP)	
Pré-Esforço	$\gamma_P$	1,2	1,0
Acções Variáveis	$\gamma_Q$	1,5	0

Quadro 2 - Coeficientes de Redução

Acção Variável			

	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
<b>VUT</b>	0,6	0,5	0,3
<b>VDT</b>	0,6	0,5	0,3
<b>Sismo</b>	0	0	0
<b>SC Rodoviárias</b>	0,6	0,5	0,3 0 (Acção Base: Sismo)

## 8. Modelos de Cálculo

Na determinação dos esforços característicos nos vários elementos constituintes da obra de arte serão utilizados modelos de cálculo com elementos finitos de barra que serão resolvidos através do software SAP2000. O recurso a este programa de cálculo automático permite a determinação de esforços, tensões e deformações ao longo das várias fases construtivas e na situação final da obra.

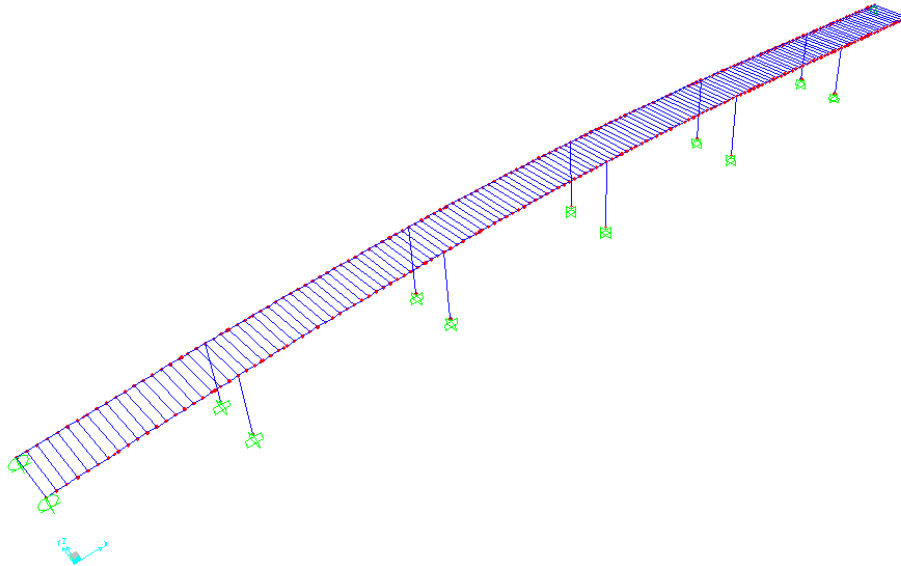
Os valores de cálculo dos esforços resistentes serão obtidos por meio de programas de cálculo automático que determinam a capacidade resistente das peças de betão armado pré-esforçado, sujeitas ou não a esforços exteriores de compressão ou de tracção.

Os pilares foram simulados como elementos de barra, com altura igual ao seu comprimento livre.

Para análise transversal do tabuleiro foi elaborado um modelo composto por elementos finitos, planos simulando as consolas do tabuleiro e laje intermédia. A malha escolhida na definição da dimensão dos elementos finitos foi de maneira a poder posicionar com rigor as acções consideradas.

Para a análise longitudinal foi utilizado um modelo de cálculo com duas barras longitudinais, afastadas de 7,0 m, que simulam as nervuras, ligadas por travessas, espaçadas de 1,0 m, que servem para compatibilizar deslocamentos transversais. Evitou-se os elementos finitos visto que são elementos que absorvem o pré-esforço.

Na figura seguinte apresenta-se o modelo em SAP2000:



**Figura 2 - Modelo em SAP2000**

## 9. Processo Construtivo

O processo construtivo geral adoptado será o de tabuleiro betonado “in situ. Será construído tramo a tramo, com betonagem de cada troço até à junta de betonagem que fica no quinto de vão do tramo seguinte, zona em que os momentos são aproximadamente nulos. Na fase nº 5, última fase, serão betonados juntamente os tramos nº 5 e 6, visto que o tramo nº 6 (tramo extremo) tem apenas 21,0 m, totalizando os dois tramos 40,20 m. A construção recorre à utilização de cimbre ao solo, dada a pequena altura ao solo e as pequenas variações de cotas do terreno.

- 1) Execução das Fundações
- 2) Execução dos Encontros e dos Pilares
- 3) Execução dos tramos do Tabuleiro
- 4) Colocação da Restante Carga Permanente, execução dos aterros e acabamentos.

# CÁLCULOS JUSTIFICATIVOS

## 1. Verificação da Segurança do Tabuleiro

### 1.1. Propriedades Geométricas

Nas figuras seguintes apresentam-se os dois tipos de secções, maciça e vazada:

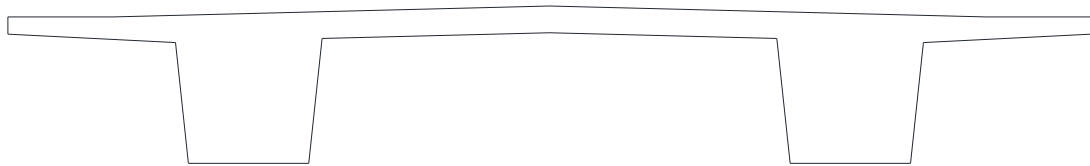


Figura 3 - Secção Maciça

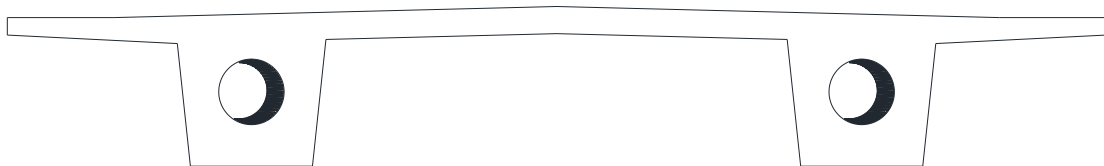


Figura 4 - Secção Vazada

As propriedades geométricas das secções são apresentadas nos quadros seguintes:

**Quadro 3 – Resumo das Propriedades Geométricas**

	Secção Maciça	Secção Vazada
Inércia $x$ (m <sup>4</sup> )	2,07	1,98
Inércia $y$ (m <sup>4</sup> )	97,03	86,18
Área (m <sup>2</sup> )	7,65	6,77
Perímetro (m)	30,73	35,44
vs (m)	0,61	0,58
vi (m)	1,09	1,12

## 1.2. Materiais

### a) Betão

**Quadro 4 - Características do Betão Utilizado**

Elementos	Classe	$\tau_1$ (MPa)	$\tau_2$ (MPa)
Tabuleiro e Pilares	C 35/45	0,90	7,0
Encontros	C 30/37	0,85	6,0
Estacas	C 25/30	0,75	5,0
Regularização	C 16/20	-	-

### b) Aços

**Quadro 5 - Armaduras Passivas**

	Classe	$f_{syd}$ (MPa)
Armaduras passivas	A500 NR	435

**Quadro 6 - Armaduras Activas**

	Tipo	$f_{puk}$ (MPa)	A cordão (cm <sup>2</sup> )	$f_{pyd}$ (MPa)
Pré-esforço	Y1860S7	1860	1,4	1455

## 1.3. Acções

### 1.3.1. Dados Dimensionamento

Os elementos a considerar na caracterização das diversas acções a que a estrutura está sujeita, de acordo com o RSA, são:

- Classe da Ponte: I
- Zona Sísmica: C
- Zona de Vento: Esta acção não está explicitada por se ter concluído que a combinação sísmica é condicionante.

### 1.3.2. Acções permanentes

#### a) Peso próprio (PP)

Quadro 7 - Peso Próprio

Secção Maciça	191,37 kN/m
Secção Vazada	169,28 kN/m

#### b) Restante Carga Permanente (RCP)

**Quadro 8 - Restante Carga Permanente**

Elemento	$\gamma$ – Peso específico (kN/m <sup>3</sup> )	Área (m <sup>2</sup> )	Total (kN/m)
Viga de Bordadura	25	0,27	6,74
Guarda-Corpos	-	-	1,00
Enchimento dos Passeios	24	0,27	6,51
Guarda de Segurança	-	-	1,00
Protecção da Catenária	-	-	0,50
Betuminoso	24	0,7	16,80
Lancil do Passeio	25	0,19	4,82

Total:	52,62
--------	-------

**c) Pré-Esforço (PE)**

Será analisado em mais detalhe num capítulo próprio.

**d) Efeitos diferidos**

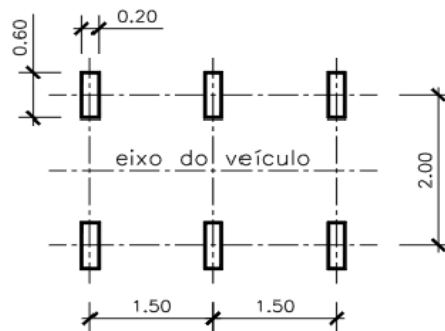
- A retracção será equivalente a uma variação uniforme de temperatura de -15°C.

- A fluência será tida em conta através do coeficiente de fluência.

### 1.3.3. Acções Variáveis

**a) Veículo Tipo (VT)**

Será utilizado o veículo descrito no RSA para pontes Rodoviárias, com 3 eixos equidistantes, afastados de si 1,50m, com duas rodas em cada eixo afastados de 2,00m.



**Figura 5 - Veículo Tipo**

Cada uma das seis rodas tem o valor de 100kN.

### **b) Sobrecarga Uniforme (SCU)**

Será distribuída uma sobrecarga no valor de  $4,00\text{kN/m}^2$  em toda a faixa de rodagem e passeios.

### **c) Sobrecarga Linear (SCL)**

Aplicou-se uma sobrecarga linear, vulgarmente designada como faca, no valor de  $50\text{ kN/m}$  em toda a largura da faixa de rodagem e passeios.

### **d) Variação Diferencial da Temperatura (VDT)**

Considera-se duas situações distintas, o aquecimento diurno e o arrefecimento nocturno, provocando gradientes de temperatura entre a face superior e a face inferior do tabuleiro.

Ao aquecimento diurno faz-se corresponder uma temperatura de  $+10^\circ\text{C}$ , enquanto ao arrefecimento nocturno está associado uma temperatura de  $-5^\circ\text{C}$ .

### **e) Variação Uniforme da Temperatura (VUT)**

As variações uniformes de temperatura consideradas para esta acção são de  $\pm 15^{\circ}\text{C}$ , devido aos efeitos sazonais.

### **f) Sismo**

Considerou-se a obra na zona sísmica C, simulando a acção do sismo recorrendo a uma análise dinâmica no modelo tridimensional. Recorreu-se aos espectros de resposta do RSA. A estrutura, de acordo com o REBAP, foi considerada como ductilidade normal, então os esforços devido a esta acção são divididos pelo factor de comportamento ( $q=2,0$ ). Os deslocamentos não sofrem alteração.

### **g) Vento**

A acção do vento não foi explicitada no cálculo, uma vez que as forças horizontais geradas, são muito inferiores às do sismo.

### **h) Frenagem**

A força de frenagem não foi explicitada no cálculo, visto que as forças horizontais geradas, são inferiores às do sismo.

## **1.4. Pré-esforço**

O pré-esforço foi inicialmente determinado de forma a equilibrar 95% das cargas permanentes (peso próprio + restante carga permanente). Este pré-dimensionamento foi depois confirmado,

garantindo a verificação da segurança, tanto a longo prazo como na entrada em serviço, com particular relevância o Estado Limite de Descompressão.

### 1.4.1. Traçado

Os cabos foram posicionados com especial atenção ao vazamento do tabuleiro, de forma a garantir um traçado simples, sem desvios em planta. Além de que se garanta sempre um recobrimento mínimo igual ao diâmetro da bainha.

O traçado vertical foi definido por uma série de curvas parabólicas consecutivas. Nos pontos de inflexão, através das equações das parábolas, houve o cuidado de verificar se o valor da tangente à esquerda era igual ao valor da tangente à direita, de forma a garantir que há uma perfeita continuidade do cabo.

As parábolas, que são de 2º grau, são definidas por uma equação do tipo:

$$y = ax^2 + bx + c$$

O ponto mais baixo é a meio-vão, enquanto o ponto mais elevado é nos apoios. O traçado em planta é perfeitamente linear e recto em todo o seu desenvolvimento.

Foram adoptados 4 cabos (2 por nervura) de 22 cordões de 1,4 cm<sup>2</sup>, com uma bainha de 120mm.

O primeiro troço a betonar vai desde o Encontro nº 1 até 1/5 de vão do tramo nº2, tendo um comprimento total de 26,6 m. Os tramos correntes iniciam no 1/5 de vão e terminam no 1/5 de vão do tramo seguinte, tendo um comprimento de 28 m (idêntico ao dos tramos físicos). O troço final inicia no 1/5 de vão do tramo nº5 e termina no final do tramo nº 6, totalizando o seu comprimento 43,4m. Esta opção de se efectuar 2 tramos em conjunto é essencialmente para realizar menos uma fase construtiva. Até porque é perfeitamente exequível um tramo de 43,4 m, e o acréscimo das perdas do pré-esforço não é muito significativo.

Os cálculos do Pré-Esforço para cada secção encontra-se no ANEXO B.

Na figura seguinte apresenta-se o traçado do pré-esforço. A excentricidade (e) apresentada é em relação ao centro de gravidade da secção.

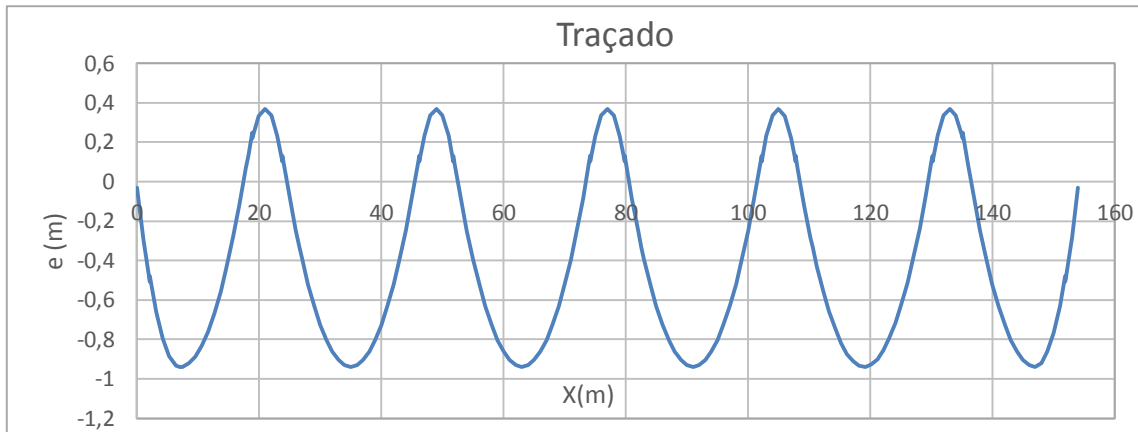


Figura 6 - Traçado do Pré-esforço

## 1.4.2. Forças e Perdas

Foi considerada a instalação de 4 cabos (dois por nervura), com 22 cordões de 1,4 cm<sup>2</sup>, com uma força na origem (força de puxe) P<sub>0</sub>' igual à máxima permitida pelo REBAP.

$$\sigma_{P_0'} = 0,75 \cdot f_{puk}$$

Quadro 9 - Força de pré-esforço na origem (por cabo)

f <sub>puk</sub> (MPa)	1860
E (GPa)	195
σ <sub>P<sub>0</sub>'</sub> (MPa)	1395
Nº Cordoes	22
A cordão (cm <sup>2</sup> )	1,4
A cabo (cm <sup>2</sup> )	30,8
P <sub>0</sub> ' (kN)	4296,6

### 1.4.2.1. Perdas Instantâneas

A força instalada inicial  $P_0$ , corresponde à situação de entrada em serviço, resultou da diminuição das perdas iniciais, devidas ao atrito e à reentrada das cunhas, à força de pré-esforço na origem  $P_0'$ .

Não foram consideradas as perdas por deformação instantânea do betão.

As perdas por atrito foram calculadas através da seguinte expressão:

$$\sigma_1 = \sigma_0 \cdot e^{-mx}$$

$$m = \mu \cdot (2 \cdot a + k)$$

$\mu = 0,20$  (coeficiente de atrito)

$k = 0,005$  rad/m (desvio angular)

$\delta r = 6$  mm (comprimento de reentrada das cunhas)

$\lambda$  – Alcance da perda devido à reentrada das cunhas (m)

- As perdas instantâneas no tramo inicial são as seguintes:

**Quadro 10 - Cálculo das perdas instantâneas no tramo inicial**

Posição (m)	$\Delta x$ (m)	a	m	$\sigma$ antes (MPa)	$\lambda$ (m)	$\sigma$ após (MPa)
0				1395,00	14,21	1096,83
2,8	2,80	0,008546	0,004418	1377,85		1110,48
5,6	2,80	0,034184	0,014674	1322,38		1157,06
8,4	2,80	0,034184	0,014674	1269,15		1205,59
14,21	5,81	0,008546	0,004418	1236,96		1236,96
19,6	5,39	0,008546	0,004418	1207,88		1207,88
26,6	7,00	0,019184	0,008674	1136,72		1136,72

$\sigma$  médio 1164,50  
perdas (%) 16,52

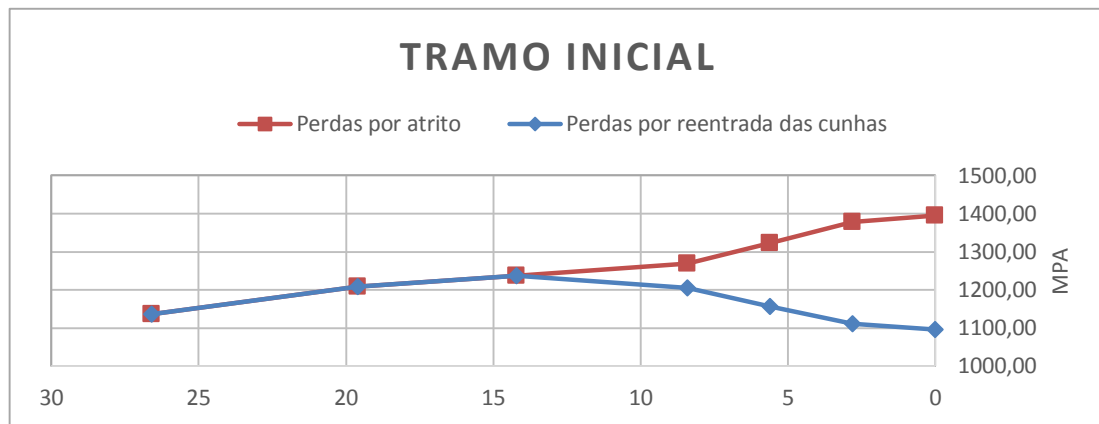


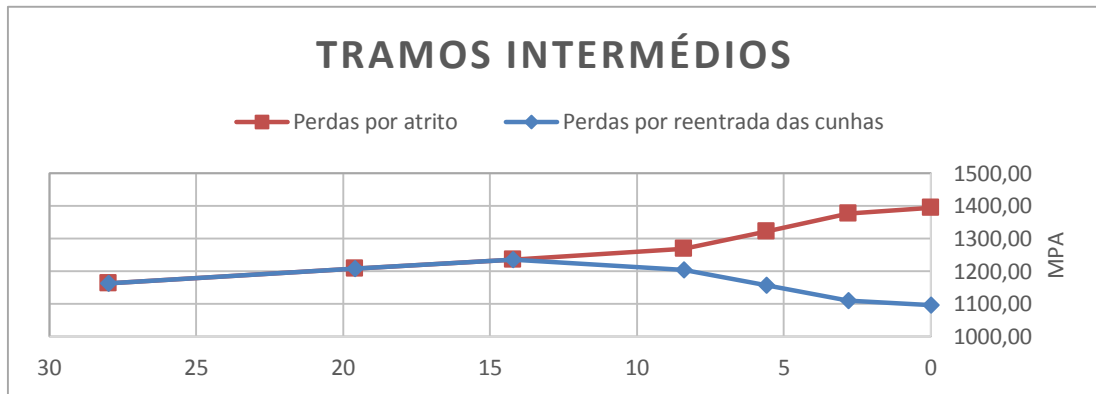
Figura 7 - Perdas Instantâneas no Tramo Inicial

- As perdas instantâneas nos tramos seguintes são as seguintes:

Quadro 11 - Cálculo das perdas instantâneas nos tramos correntes

Posição (m)	$\Delta x$ (m)	a	m	$\sigma$ antes (MPa)	$\lambda$ (m)	$\sigma$ após (MPa)
0				1395,00	14,21	1096,83
2,8	2,80	0,008546	0,004418	1377,85		1110,48
5,6	2,80	0,034184	0,014674	1322,38		1157,06
8,4	2,80	0,034184	0,014674	1269,15		1205,59
14,21	5,81	0,008546	0,004418	1236,96		1236,96
19,6	5,39	0,008546	0,004418	1207,88		1207,88
28	8,40	0,008546	0,004418	1163,87		1163,87

$\sigma$  médio                    1168,38  
perdas (%)                    16,25



**Figura 8 - Perdas Instantâneas nos Tramo Intermédios**

- As perdas instantâneas no tramo final são as seguintes:

**Quadro 12- Cálculo das perdas instantâneas no tramo final**

Posição (m)	$\Delta x$ (m)	a	m	$\sigma$ antes (MPa)	$\lambda$ (m)	$\sigma$ após (MPa)
0				1395,00	10,28	1200,21
7	7,00	0,019184	0,008674	1312,82		1275,34
10,28	3,28	0,008546	0,004418	1293,94		1293,94
18,2	7,92	0,008546	0,004418	1249,44		1249,44
21	2,80	0,034184	0,014674	1199,14		1199,14
23,8	2,80	0,034184	0,014674	1150,87		1150,87
35	11,20	0,008546	0,004418	1095,31		1095,31
43,4	8,40	0,008546	0,004418	1055,40		1055,40

$\sigma$  médio                      1189,96  
perdas (%)                      14,70

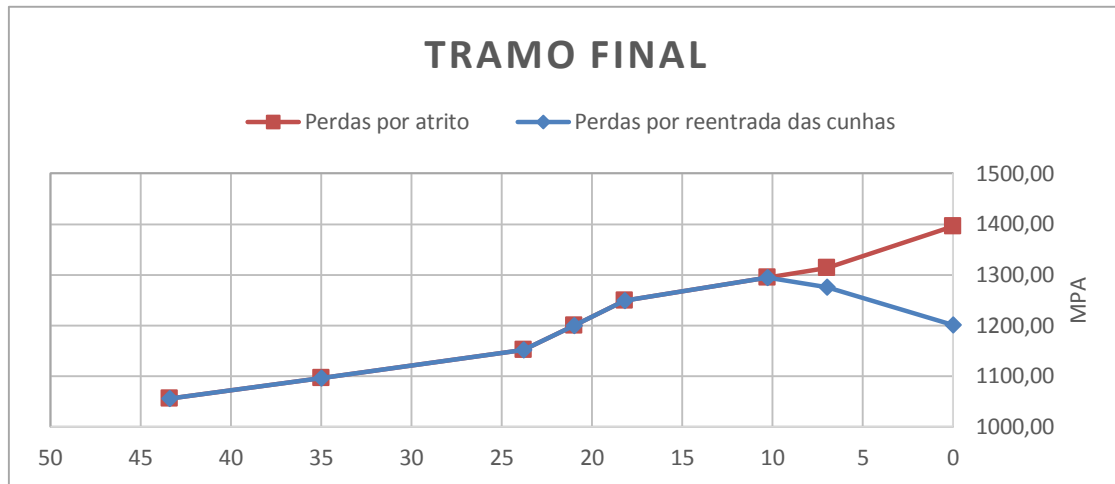


Figura 9 - Perdas Instantâneas no Tramo Final

Para se determinar a força média instalada no cabo, faz-se a média ponderada dos vários tramos.

Quadro 13 - Cálculo da força instalada inicial de pré-esforço (por cabo)

$\sigma_{p0}$ (MPa)	1174,93
perdas (%)	15,78
$P_0$ (kN)	3618,77

### 1.4.2.2. Perdas Diferidas

A força instalada final  $P_\infty$ , corresponde à situação de longo prazo, resultou da diminuição das perdas diferidas por fluência e retracção do betão e por relaxação do aço à força instalada inicial  $P_0$ .

- **Retracção**

$$\Delta\sigma_s = E_p \cdot |\varepsilon_{cs}|$$

Quadro 14 - Cálculo das perdas do pré-esforço devido à retracção do betão

$E_p$ (GPa)	195
$\varepsilon_{cs}$	-0,00025
$\Delta\sigma_s$ (MPa)	48,75

- **Relaxação**

$$\Delta\sigma_{pt,r} = 0,66 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{9,1 \cdot \mu} \cdot \left(\frac{t}{1000}\right)^{0,75 \cdot (1-\mu)} \cdot 10^{-5} \cdot \sigma_{p0}$$

$$\mu = \frac{\sigma_{p0}}{f_{puk}}$$

**Quadro 15 - Cálculo das perdas do pré-esforço devido à relaxação das armaduras**

$\sigma_{p0}$ (MPa)	1174,93
$f_{puk}$ (MPa)	1860
$\rho_{1000}$	2,5
t (h)	500000
$\mu$	0,63
$\Delta\sigma_r$ (MPa)	33,85

- **Fluência**

$$\Delta\sigma_{pt,c} = \alpha \cdot \varphi_c \cdot |\sigma_c|$$

$$\alpha = \frac{E_p}{E_c}$$

**Quadro 16 - Cálculo do coeficiente de fluência**

fcm (MPa)	43
$\alpha_1$	0,865804
$\alpha_2$	0,959666
$\alpha_3$	0,902194
$\beta$ (fcm)	2,56
$t_0$ (dias)	3
$\beta$ (t0)	0,74
Humidade Relativa (%)	70
$A_c$ (m <sup>2</sup> )	7,65
$\mu$ (m)	30,73
$h_o$	497,88
$\varphi_{RH}$	1,27
$\varphi_0$	2,43

t (dias)	10000
$\beta H$	1004,75
$\beta(t,t_0)$	0,97

$\varphi_c$	2,4
-------------	-----

$$\sigma_c = \sigma_{c,qp} + \sigma_{c,p_0}$$

$$\sigma_{c,qp} = \frac{M_{qp}}{I} \times e + \frac{N_{qp}}{A}$$

$$\sigma_{c,p_0} = -\frac{P_0 \times e^2}{I} - \frac{P_0}{A}$$

A excentricidade (e), o Momento quase permanente (MQP), a Inércia (I) e a Área (A) dependem da secção em estudo. Como tal foi calculado para todas as secções as perdas devidas à retracção e consequentemente as perdas totais devidas aos efeitos diferidos. Por fim chegou-se a um valor médio para as perdas diferidas. Os valores para cada secção encontram-se no ANEXO C.

$$\Delta\sigma_{pt,s+c+r} = \frac{\Delta\sigma_{pt,s} + \Delta\sigma_{pt,c} + 0,80 \cdot \Delta\sigma_{pt,r}}{1 + \alpha \cdot \frac{A_p}{A} \cdot \left(1 + \frac{A}{I} \cdot e^2\right) \cdot (1 + 0,80 \cdot \varphi_c)}$$

**Quadro 17 - Cálculo da força final de pré-esforço**

$\Delta\sigma_{s+c+r}$ (MPa)	95,69
$\sigma_{p_0}$ (MPa)	1174,93
perdas diferidas (%)	8,14
perdas totais (%)	22,64
$\sigma_{p\infty}$ (MPa)	1079,24
$P\infty$ (kN / cabo)	3324,05

### 1.4.3. Cargas equivalentes

O valor da carga equivalente em cada troço foi calculado tendo em conta a sua flecha ( $f$ ), comprimento ( $L$ ) e a força de pré-esforço ( $P_0$ ).

$$Q_{eq} = \frac{2 \times f \times P_0}{L^2}$$

Assim as cargas equivalentes determinadas são as seguintes:

**Quadro 18 – Cargas equivalentes do Pré-Esforço**

Troço	1	2	3
L (m)	7	11,2	2,8
f (m)	0,94	1,072	0,268
Q eq (kN/m)	277,69	123,70	494,81

Nas secções onde ocorre a mudança de secção transversal, o centro de gravidade também muda, aplica-se uns momentos, de forma a corrigir a excentricidade. O valor desses momentos é dado pela expressão:

$$M = P_0 \times (X_{G2} - X_{G1})$$

onde,

$X_{G1}$ ,  $X_{G2}$  – Distâncias da fibra inferior do tabuleiro aos centros de gravidade das diferentes secções.

### 1.4.4. Diagramas de Momentos Flectores a Longo Prazo

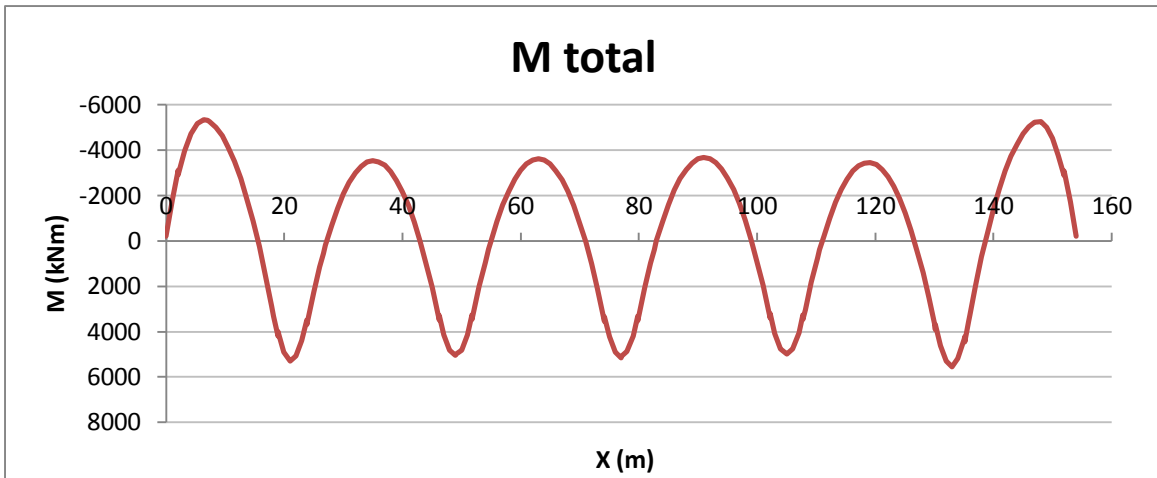


Figura 11 - Momento total do Pré-esforço

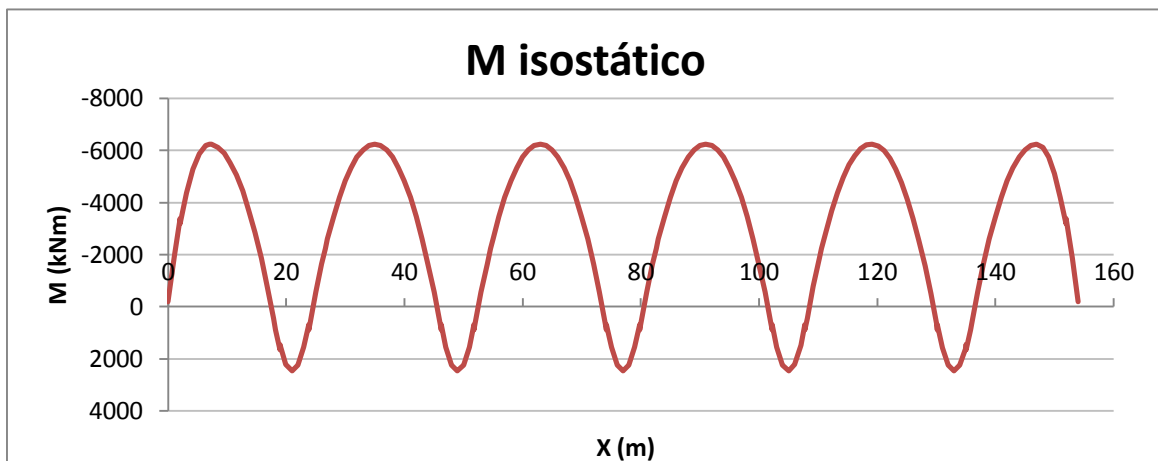


Figura 10 - Momento isostático do Pré-esforço

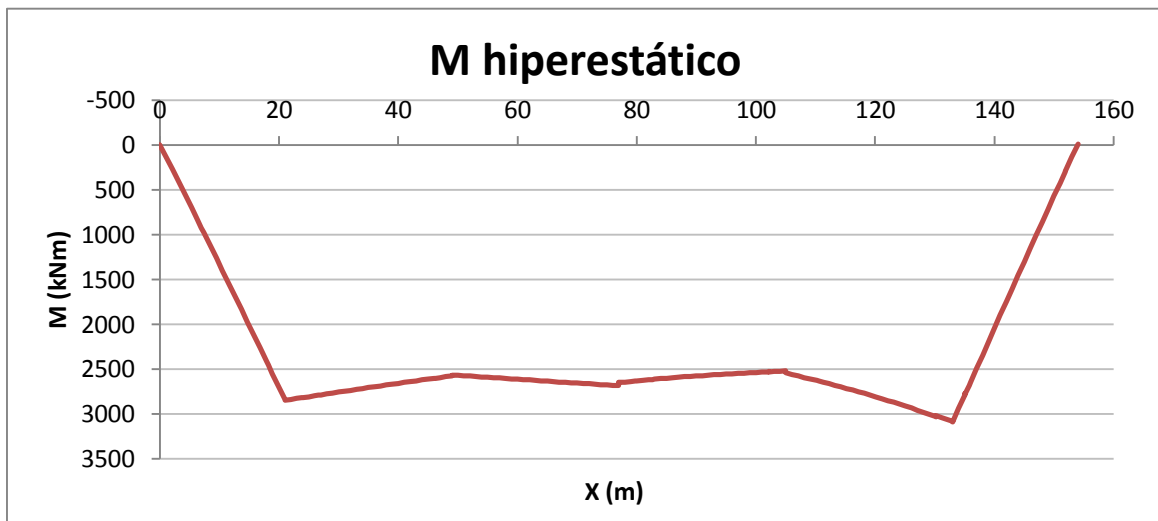


Figura 12 - Momento hiperestático do Pré-esforço

## 1.5. Modelação

Conforme indicado, o RSA regulamenta dois tipos de sobrecargas tanto para a faixa de rodagem como para os passeios, adoptando-se depois o tipo de acção que originar maiores esforços em cada secção.

Para averiguar os carregamentos efectivamente mais desfavoráveis, foi necessário avaliar a estrutura para várias hipóteses de posicionamento das sobrecargas, recorrendo a um programa de cálculo automático.

Neste projecto essa análise efectuou-se no programa SAP2000 tendo como base recorrer à definição de “lanes” (pistas).

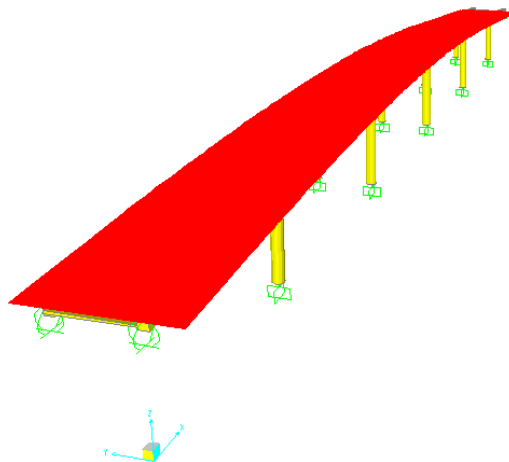
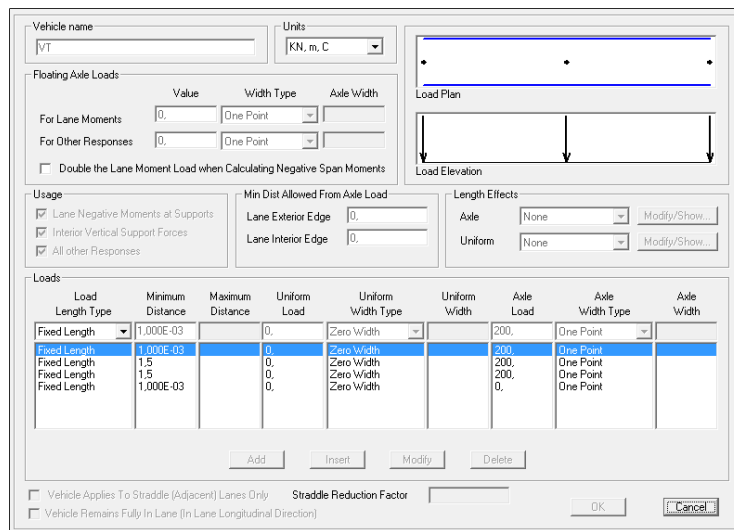


Figura 13 – “Lane” (Pista)

Nas “lanes” foram introduzidas sobrecargas, definidas como “moving loads” às quais foi dada liberdade de assumir qualquer comprimento e/ou posicionamento dentro da “lane”, de modo a obter a envolvente de esforços mais desfavorável.

A definição destas acções no programa SAP2000 é a seguinte:



Vehicle name: VT Units: KN, m, C

Floating Axle Loads:

	Value	Width Type	Axle Width
For Lane Moments	0	One Point	
For Other Responses	0	One Point	

Double the Lane Moment Load when Calculating Negative Span Moments

Usage:

Lane Negative Moments at Supports  
 Interior Vertical Support Forces  
 All other Responses

Min Dist Allowed From Axle Load:

Lane Exterior Edge: 0  
 Lane Interior Edge: 0

Length Effects:

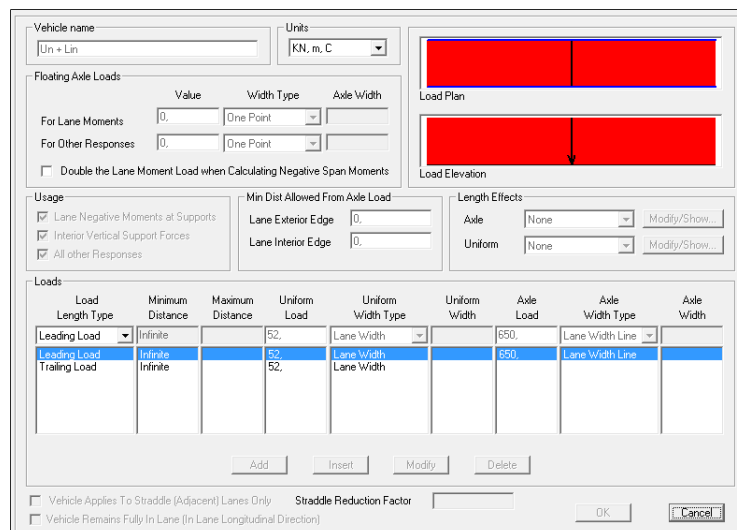
Axle: None  
 Uniform: None

Loads:

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Uniform Width Type	Uniform Width	Axle Load	Axle Width Type	Axle Width
Fixed Length	1,000E-03		0	Zero Width		200	One Point	
Fixed Length	1,000E-03		0	Zero Width		200	One Point	
Fixed Length	1,5		0	Zero Width		200	One Point	
Fixed Length	1,5		0	Zero Width		200	One Point	
Fixed Length	1,000E-03		0	Zero Width		0	One Point	

Vehicle Applies To Straddle (Adjacent) Lanes Only Straddle Reduction Factor:   
 Vehicle Remains Fully In Lane (In Lane Longitudinal Direction)

Figura 14 – Definição do Veículo Tipo



Vehicle name: Un + Lin Units: KN, m, C

Floating Axle Loads:

	Value	Width Type	Axle Width
For Lane Moments	0	One Point	
For Other Responses	0	One Point	

Double the Lane Moment Load when Calculating Negative Span Moments

Usage:

Lane Negative Moments at Supports  
 Interior Vertical Support Forces  
 All other Responses

Min Dist Allowed From Axle Load:

Lane Exterior Edge: 0  
 Lane Interior Edge: 0

Length Effects:

Axle: None  
 Uniform: None

Loads:

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Uniform Width Type	Uniform Width	Axle Load	Axle Width Type	Axle Width
Leading Load	Infinite		52	Lane Width		650	Lane Width Line	
Leading Load	Infinite		52	Lane Width		650	Lane Width Line	
Trailing Load	Infinite		52	Lane Width				

Vehicle Applies To Straddle (Adjacent) Lanes Only Straddle Reduction Factor:   
 Vehicle Remains Fully In Lane (In Lane Longitudinal Direction)

Figura 15 – Definição das Sobrecargas Uniforme e Linear

## 1.6. Verificação da Segurança na direcção Longitudinal do Tabuleiro

A análise longitudinal do tabuleiro realizou-se para duas situações distintas: curto prazo (entrada em serviço) e longo prazo, uma vez que os efeitos diferidos do betão (fluência e retracção) levam a uma redistribuição de esforços nos momentos flectores devidos ao peso próprio da estrutura.

Também o pré-esforço foi considerado de forma diferente nas duas situações, já que na entrada em serviço apenas se contabilizaram as perdas instantâneas, devidas à reentrada das cunhas e ao atrito. No longo prazo contabilizaram-se adicionalmente as perdas diferidas devidas à retracção e fluência do betão e à relaxação do aço.

Os esforços devido às restantes cargas gravíticas (sobrecargas e restante carga permanente) mantêm-se praticamente inalterados. A redistribuição de esforços apenas se verifica nos momentos flectores e é calculada da seguinte forma:

$$M(t) = \sum M_{fases} + (M_e - \sum M_{fases}) \times \frac{\varphi_c}{1 + \rho \times \varphi_c}$$

onde,

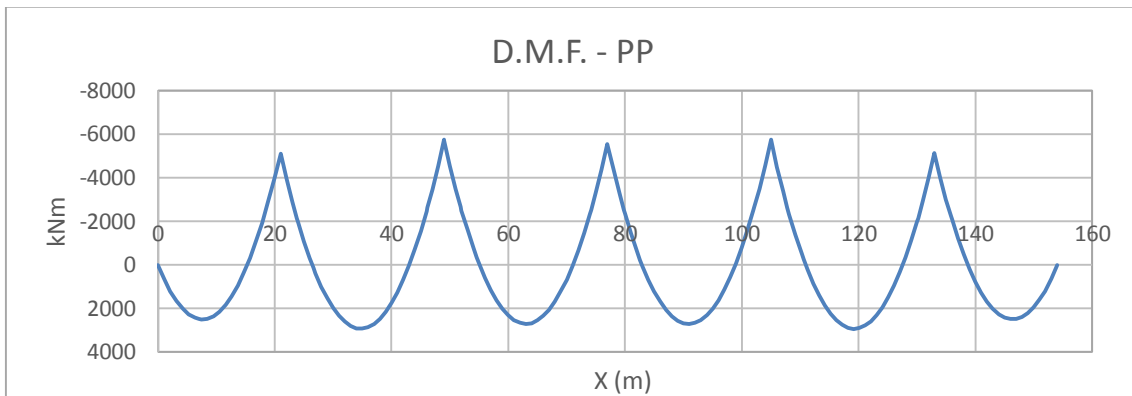
$M_e$  – Momento numa fase única

$\rho$  – factor de relaxação = 0,80

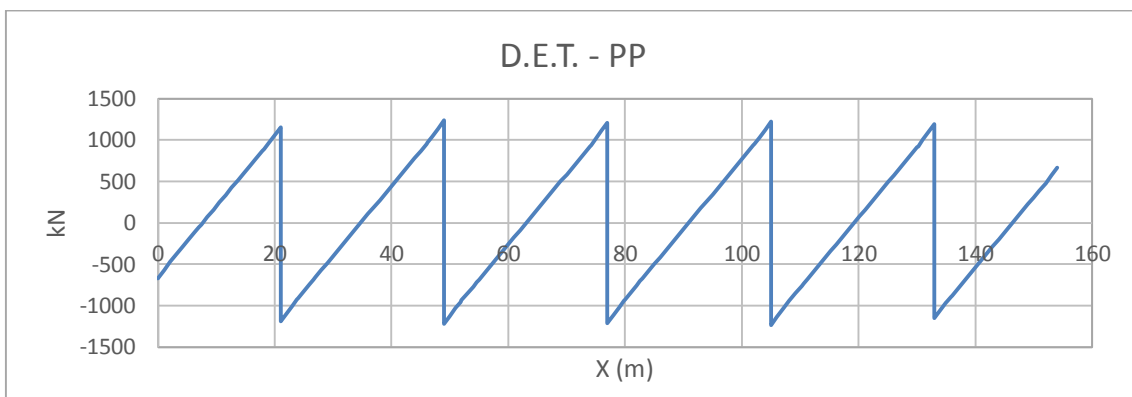
$\varphi_c$  – coeficiente de fluência = 2,4

### 1.6.1. Diagramas de Esforços

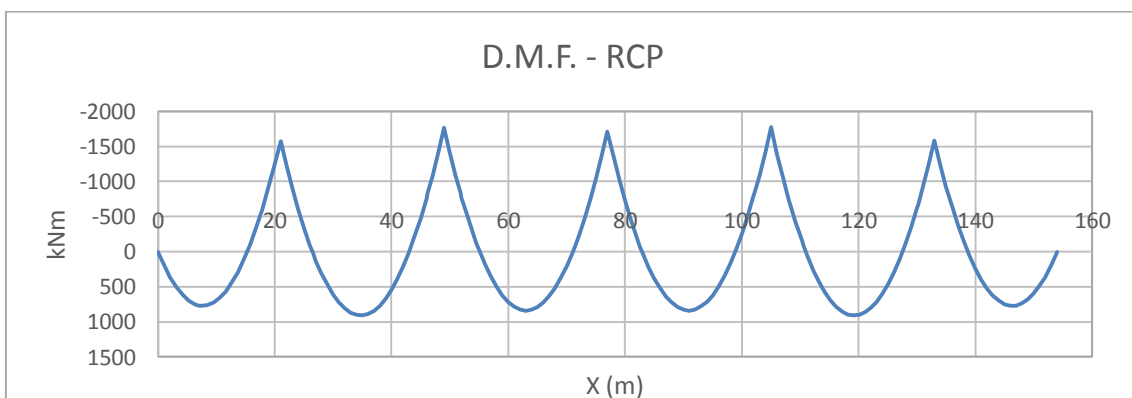
Os diagramas de esforços resultantes das principais acções no tabuleiro apresentam-se nas seguintes figuras:



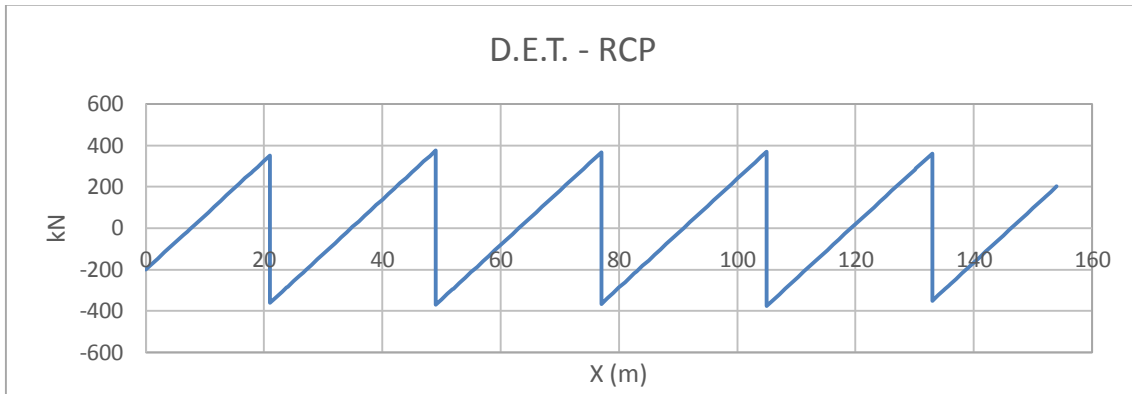
**Figura 16 – Diagrama de Momentos Flectores devido ao Peso Próprio**



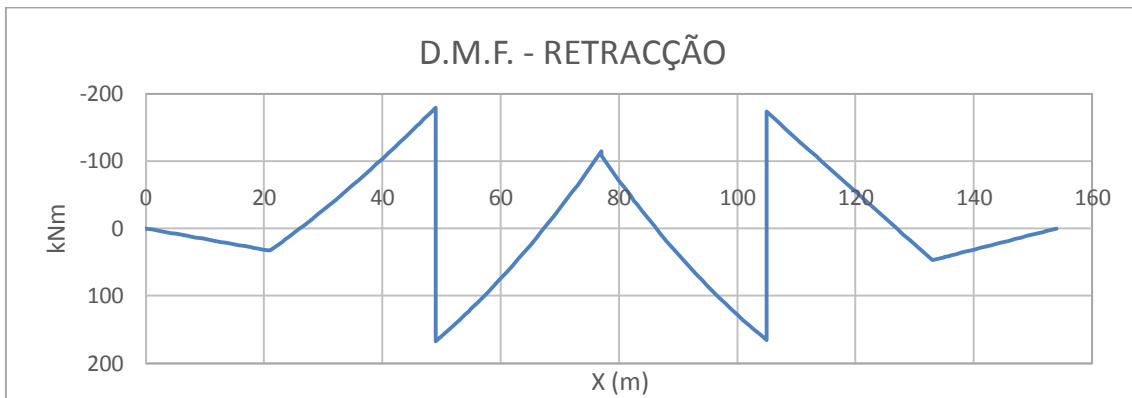
**Figura 17 – Diagrama de Esforço Transverso devido ao Peso Próprio**



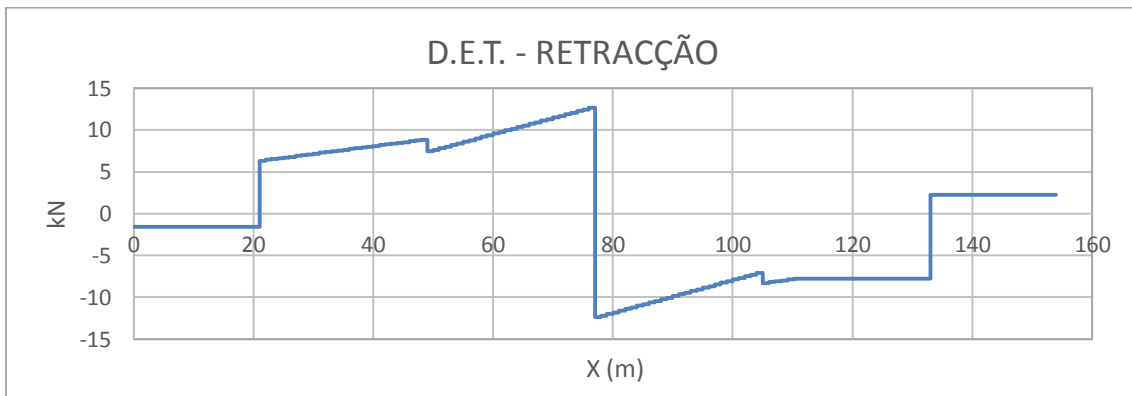
**Figura 18 – Diagrama de Momentos Flectores devido à Restante Carga Permanente**



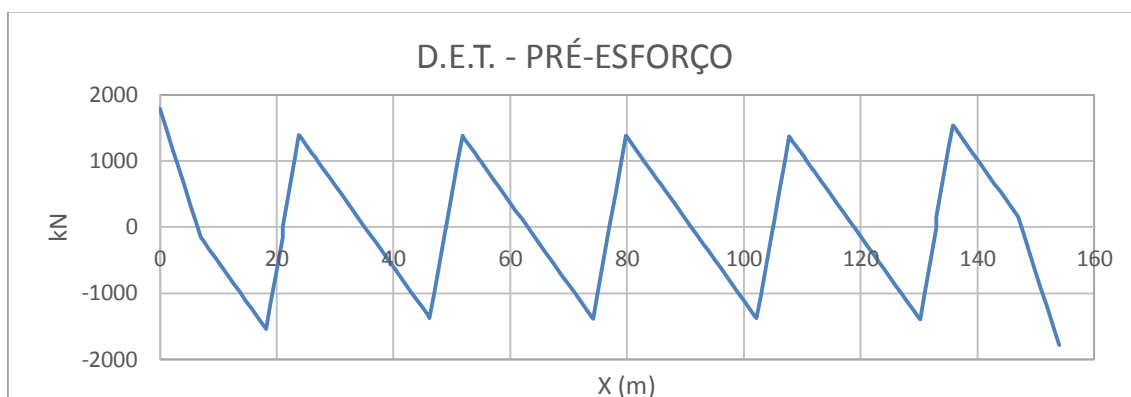
**Figura 19 – Diagrama de Esforço Transverso devido à Restante Carga Permanente**



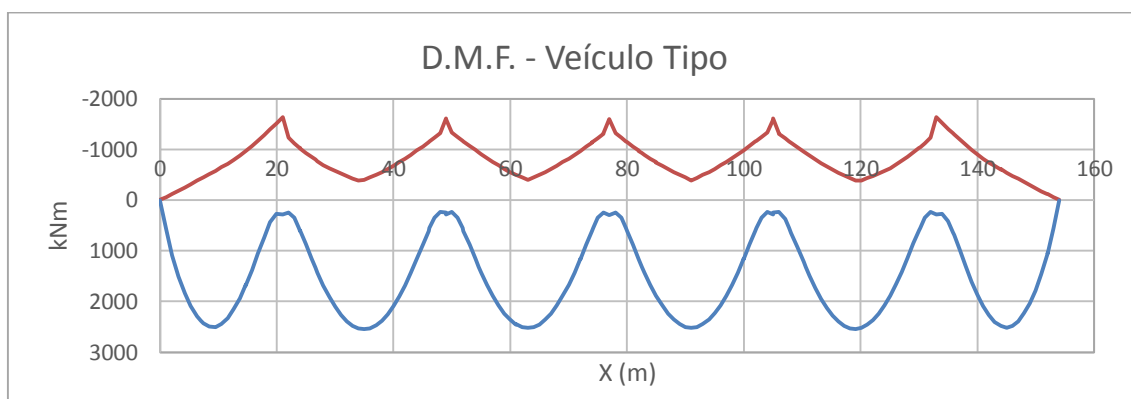
**Figura 20 – Diagrama de Momentos Flectores devido à Retracção**



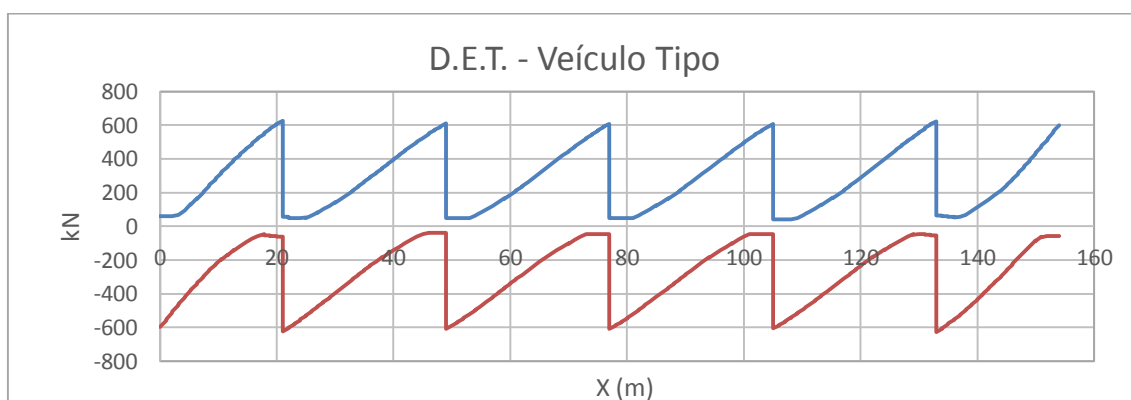
**Figura 21 – Diagrama de Esforço Transverso devido à Retracção**



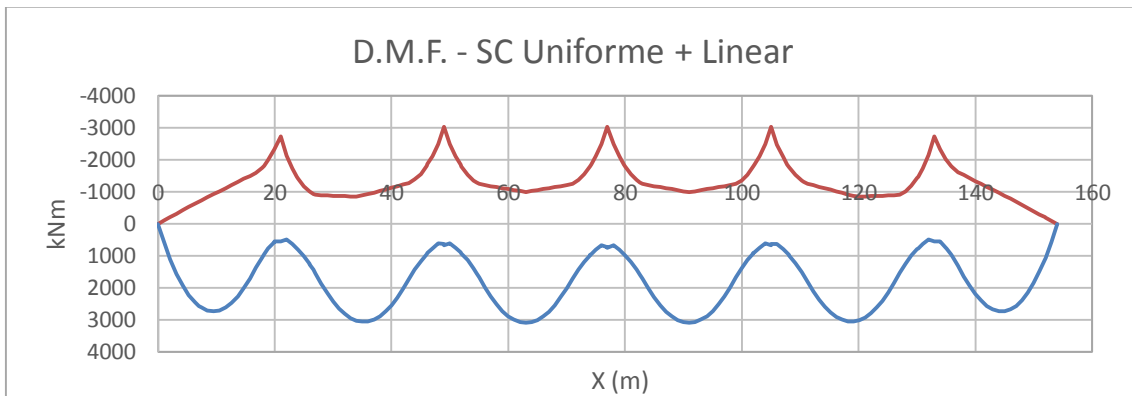
**Figura 22 – Diagrama de Esforço Transverso devido ao Pré-Esforço**



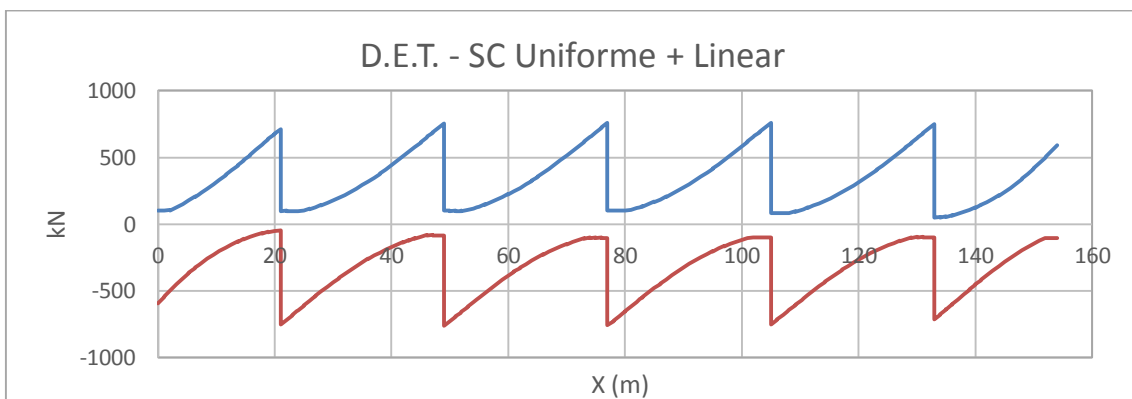
**Figura 23 – Diagrama de Momentos Flectores devido ao Veículo Tipo**



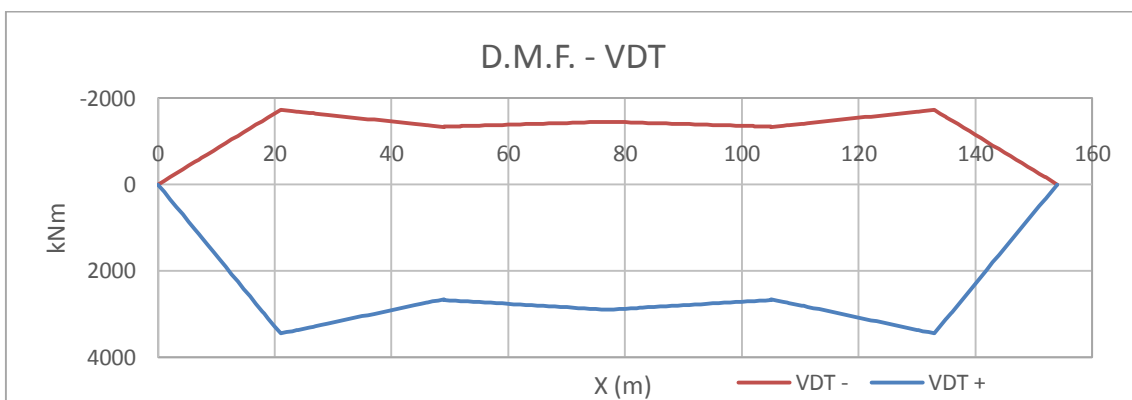
**Figura 24 – Diagrama de Esforço Transverso devido ao Veículo Tipo**



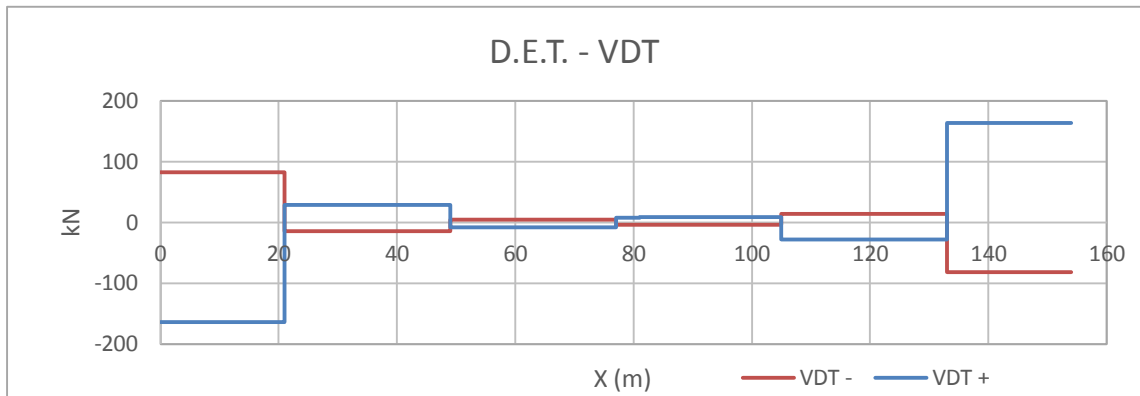
**Figura 25 – Diagrama de Momentos Flectores devido às Sobrecargas Uniforme e Linear**



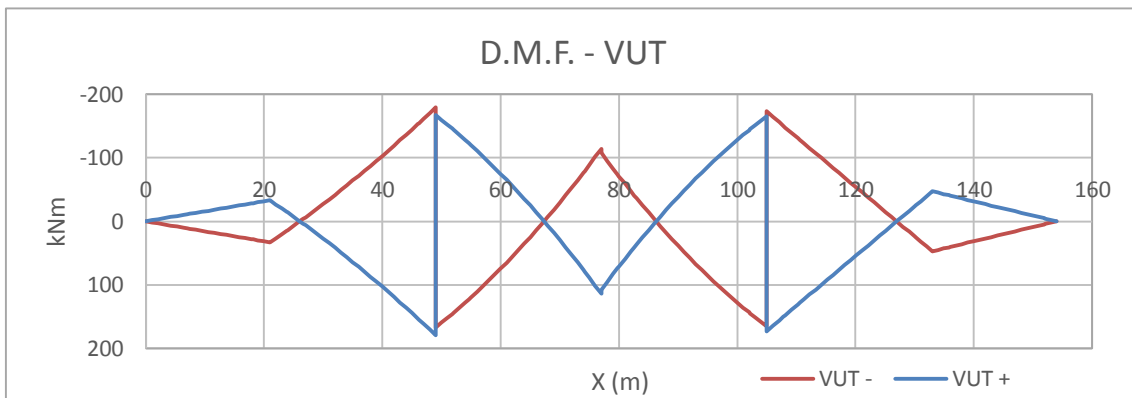
**Figura 26 – Diagrama de Esforço Transverso devido às Sobrecargas Uniforme e Linear**



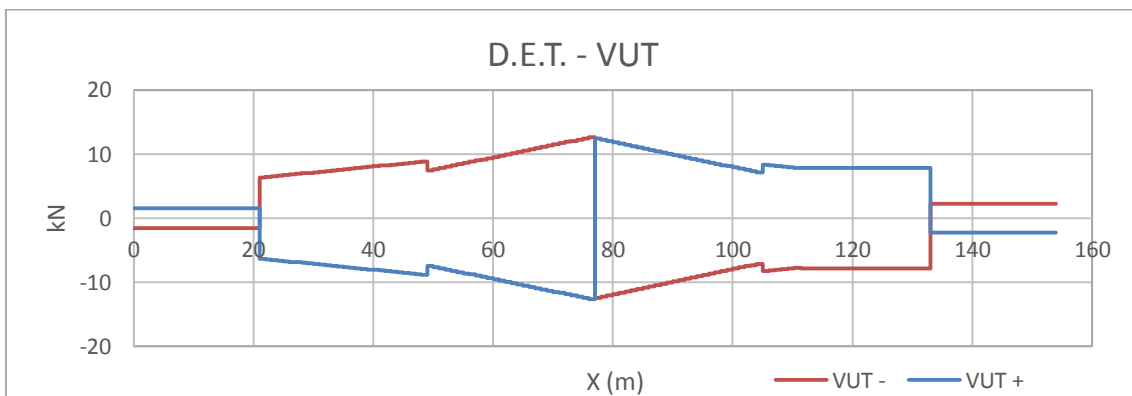
**Figura 27 – Diagrama de Momentos Flectores devido à Variação Diferencial da Temperatura**



**Figura 28 – Diagrama de Esforço Transverso devido à Variação Diferencial da Temperatura**



**Figura 29 – Diagrama de Momentos Flectores devido à Variação Uniforme da Temperatura**



**Figura 30 – Diagrama de Esforço Transverso devido à Variação Uniforme da Temperatura**

## 1.6.2. Estados Limites de Utilização

### 1.6.2.1. Estado Limite de Descompressão

Tendo em vista a durabilidade da obra e atendendo à corrosão das armaduras de pré-esforço, a verificação do Estado Limite de Descompressão faz-se, de acordo com o artigo nº 69 do REBAP, para a combinação Quase Permanente de Acções. O cálculo do E.L. de Descompressão encontra-se nos ANEXOS E.

A tensão nas fibras inferiores é dada por:

$$\sigma_{inf} = \frac{M_{QP}}{I} \cdot v_{inf} + \frac{M_{PE}}{I} \cdot v_{inf} - \frac{P}{A}$$

Relativamente às fibras superiores:

$$\sigma_{sup} = -\frac{M_{QP}}{I} \cdot v_{sup} - \frac{M_{PE}}{I} \cdot v_{sup} - \frac{P}{A}$$

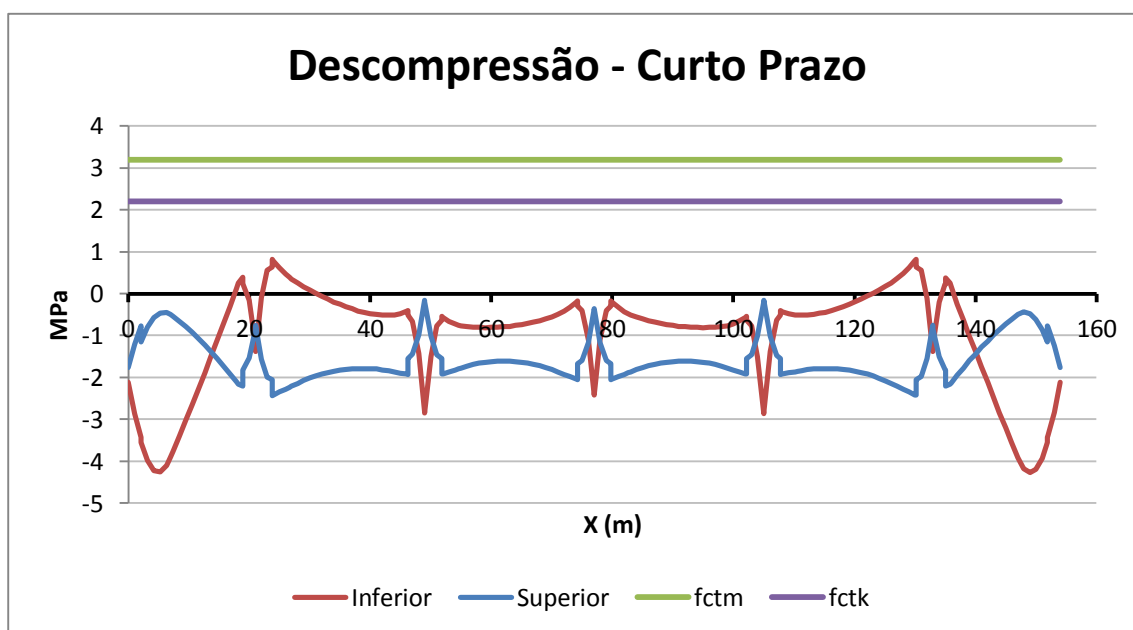


Figura 31 – Descompressão – Curto Prazo

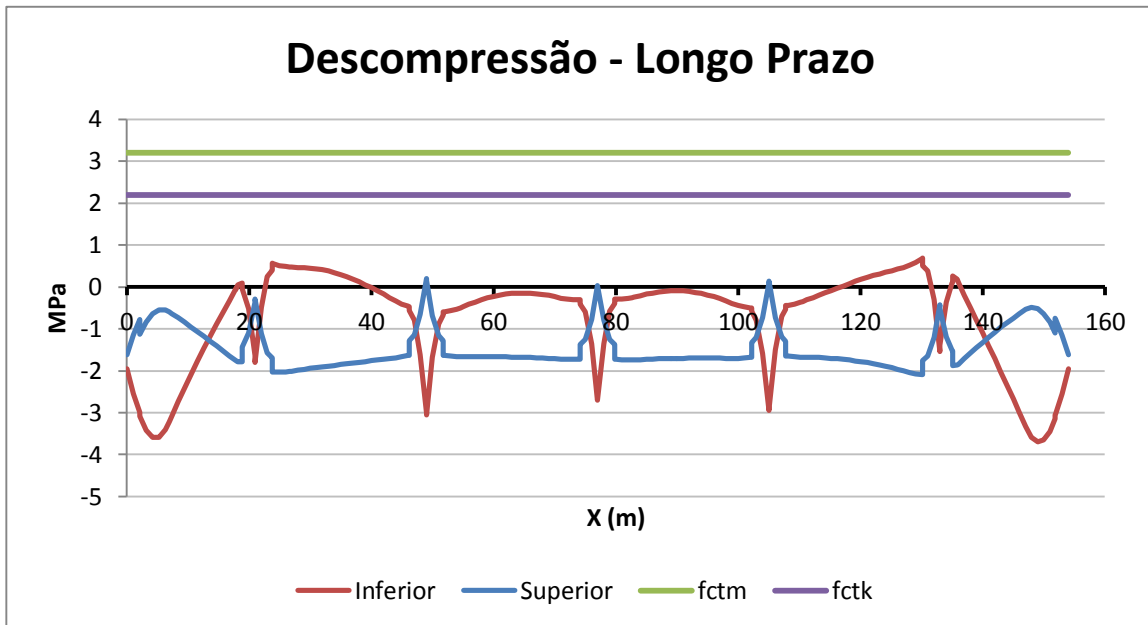


Figura 32 - Descompressão - Longo Prazo

Verifica-se que o Estado Limite de Descompressão é verificado a Curto e Longo Prazo, ocorrendo umas tracções pouco significante. Essas tracções estão sempre localizadas na fibra oposta de onde está o cabo de pré-esforço.

Sendo a estrutura construída por fases também há a necessidade verificar a descompressão ao longo da fase construtiva em todas as secções.

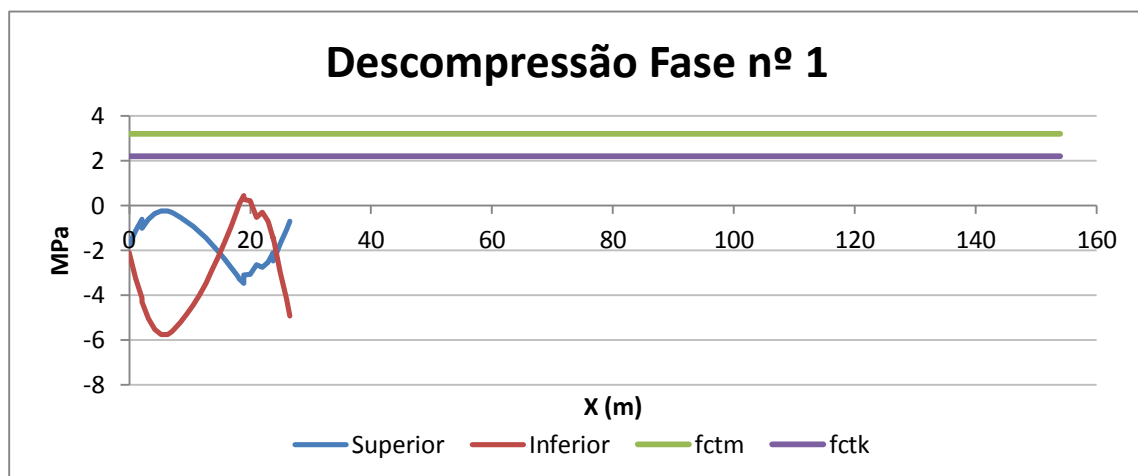


Figura 33 – Descompressão: Fase nº 1

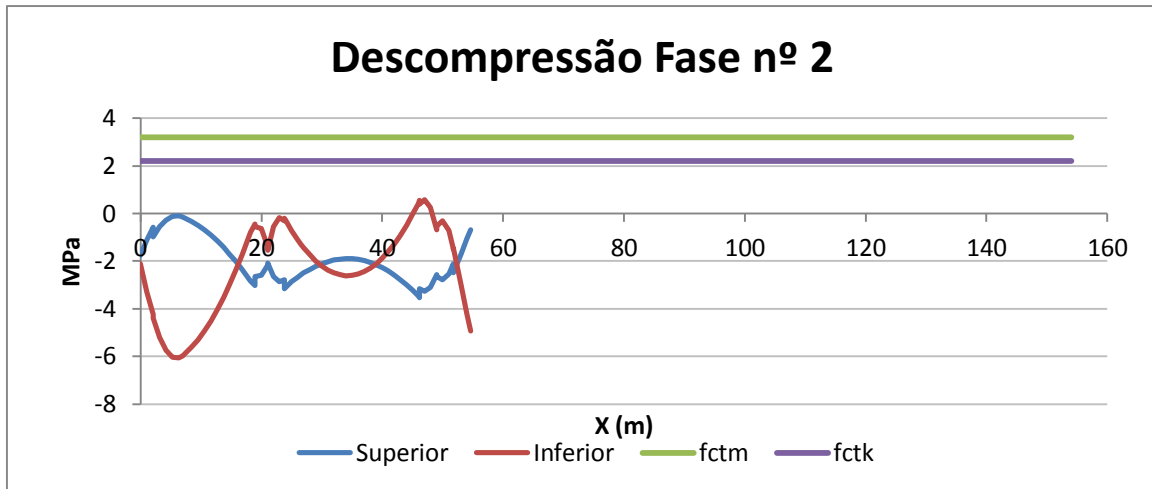


Figura 35 – Descompressão: Fase nº 2

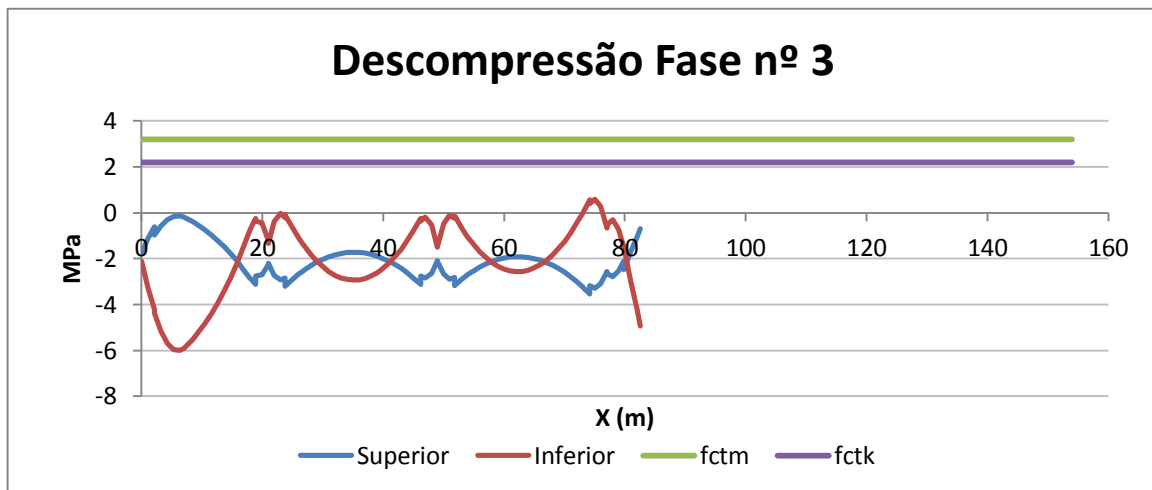


Figura 36 – Descompressão: Fase nº 3

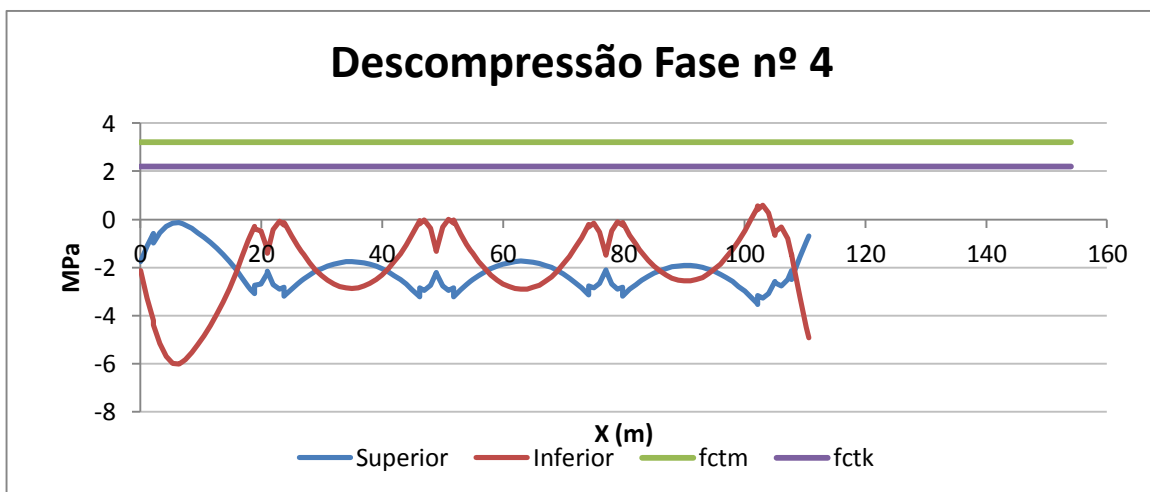


Figura 34 – Descompressão: Fase nº 4

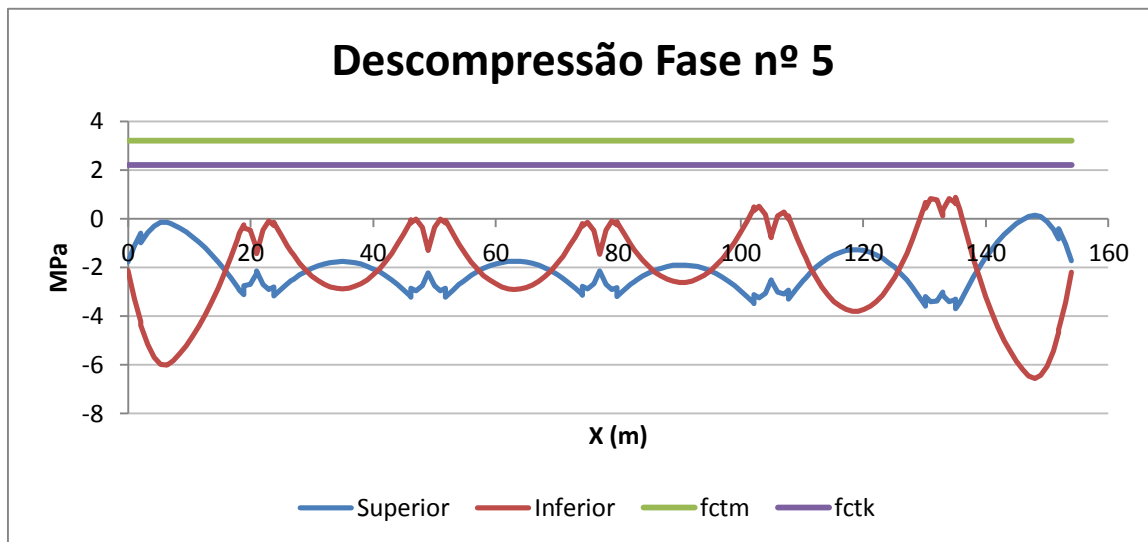


Figura 37 – Descompressão: Fase nº 5

Ao longo das várias fases construtivas constata-se que pontualmente a compressão do tabuleiro não é verificada. As secções em que não se verifica a compressão são essencialmente devido ao excesso de pré-esforço, nesta fase em que a estrutura ainda não está a ser carregada com as sobrecargas e restante carga permanente. Mas com a entrada ao serviço da ponte, as tracções nessas zonas diminuem.

### 1.6.2.2. Estado Limite de Largura de Fendas

A verificação do Estado Limite de Largura de Fendas faz-se, de acordo com o artigo nº 70 do REBAP, para a combinação Frequente de Acções, tendo duas possíveis acções como acção variável base (Sobrecarga e Temperatura). Através do recurso de uma Combinação do tipo envolvente, o programa de cálculo automático (SAP 2000) fornece os resultados mais desfavoráveis para cada secção. O cálculo do E.L. de Largura de Fendas encontra-se nos ANEXOS F.

A tensão nas fibras inferiores é dada por:

$$\sigma_{inf} = \frac{M_{Freq}}{I} \cdot v_{inf} + \frac{M_{Freq}}{I} \cdot v_{inf} - \frac{P}{A}$$

Relativamente às fibras superiores:

$$\sigma_{sup} = -\frac{M_{Freq}}{I} \cdot v_{sup} - \frac{M_{Freq}}{I} \cdot v_{sup} - \frac{P}{A}$$

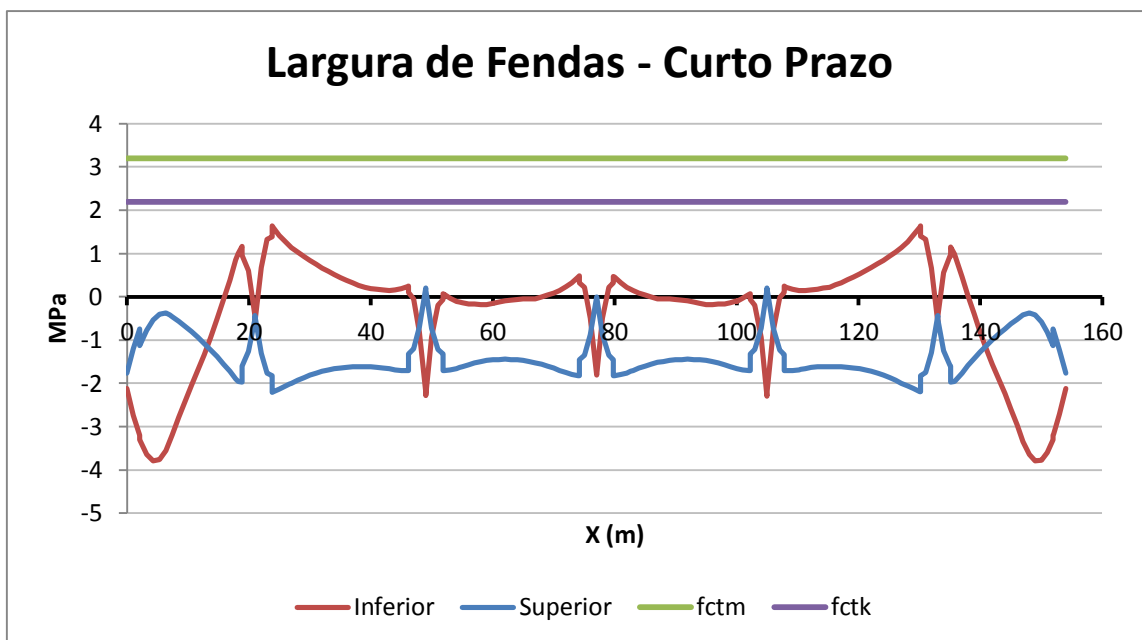


Figura 39 – Verificação da Largura de Fendas – Curto Prazo

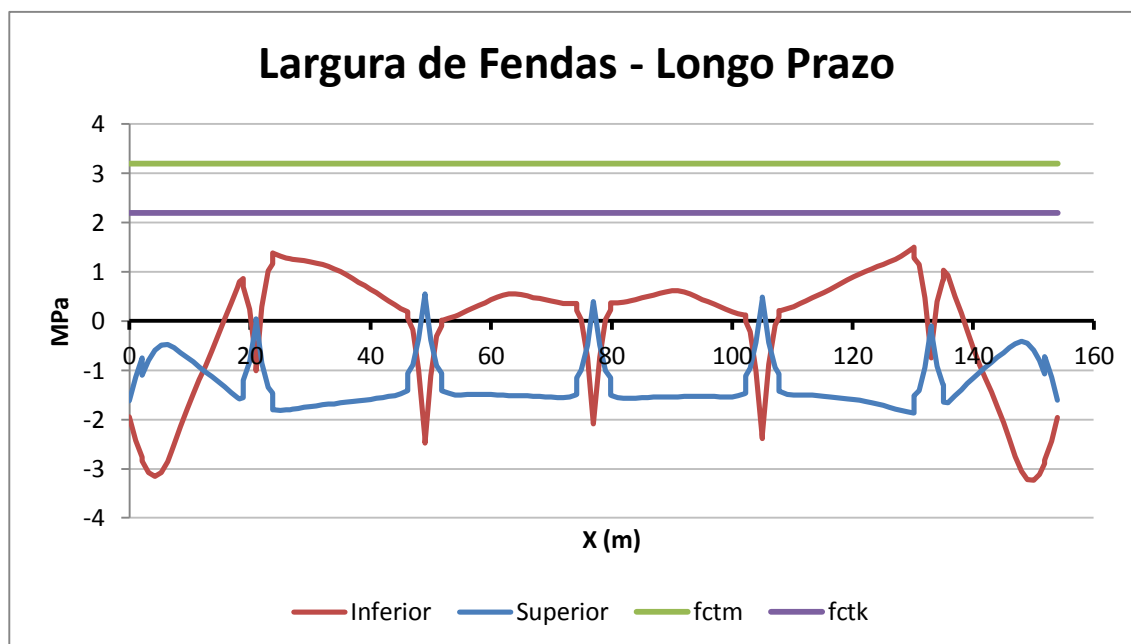


Figura 38 – Verificação da Largura de Fendas – Longo Prazo

A maioria das secções encontram-se comprimidas, apresentam-se algumas tracções, mas como são da fibra oposta à posição do cabo de pré-esforço, não são problemáticas, visto que o principal é garantir o recobrimento das armaduras, em especial as de pré-esforço.

### 1.6.2.3. Estado Limite de Deformação

A verificação ao EL de Deformação fez-se de acordo com o artigo 72º do REBAP.

A flecha máxima para as acções actuantes situa-se a meio vão dos tramos interiores. Os seus valores obtidos através do SAP2000 são:

$$\delta_{PP} = 6,2 \text{ mm } (\downarrow)$$

$$\delta_{RCP} = 1,9 \text{ mm } (\downarrow)$$

$$\delta_{SC} = 6,0 \text{ mm } (\downarrow)$$

$$\delta_{PE} = 5,7 \text{ mm } (\uparrow)$$

O deslocamento máximo é dado por:

$$\delta_{max} = 6,2 + 1,9 + 0,2 \times 6,0 - 5,7 = 3,6 \text{ mm } (\downarrow)$$

Segundo o REBAP o deslocamento máximo admissível é dado por:

$$\delta_{PP} = \frac{l}{400} = \frac{28}{400} = 7,0 \text{ mm}$$

Como o deslocamento máximo é inferior ao deslocamento admissível está garantida a segurança ao Estado Limite de Deformação.

## 1.6.3. Estados Limites Últimos

### 1.6.3.1. Estado Limite de Flexão

A verificação da segurança em relação ao Estado Limite Último de Flexão foi realizada em atenção aos esforços, obrigando cada secção do tabuleiro a satisfazer a condição de os momentos actuantes ( $M_{sd}$ ) serem inferiores aos momentos resistentes ( $M_{rd}$ ).

Os valores dos momentos actuantes ( $M_{sd}$ ), em cada uma das secções, derivam da combinação fundamental de acções. A parcela hiperestática do pré-esforço é considerada como acção actuante enquanto a parcela isostática é considerada como resistente.

Os valores dos momentos resistentes foram calculados com base no equilíbrio dos momentos gerados pela força de compressão no betão e as forças de tracção das armaduras passivas e de pré-esforço.

Para determinar o momento resistente foram tidos em conta: as características geométricas do tabuleiro (secção vazada ou maciça), posição dos cabos de pré-esforço e quantidade de armaduras passivas. O valor do momento flector resistente é calculado com base na determinação da linha neutra.

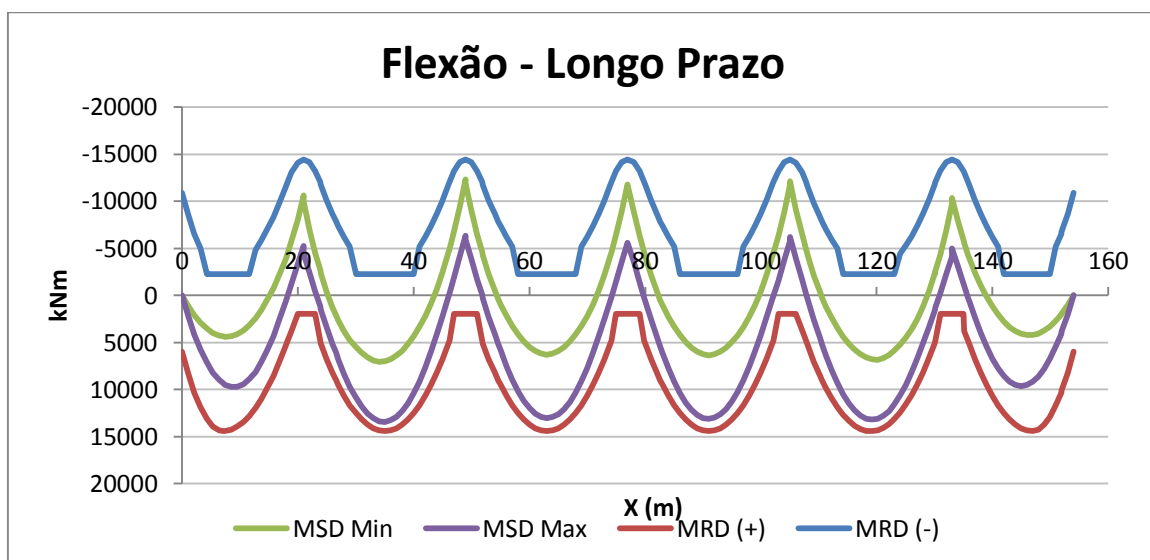


Figura 40 - Verificação da Segurança à Flexão - Longo Prazo

$A_s^-$  necessária = 35 cm<sup>2</sup> (superior)

$A_s^+$  necessária = 30 cm<sup>2</sup> (inferior)

Como se pode observar no diagrama acima, a verificação ao Estado Limite de Flexão está verificada, desde que se cumpra o valor de armadura necessária. O cálculo do E.L. de Flexão encontra-se no ANEXO G.

### 1.6.3.2. Estado Limite de Esforço Transverso

Conforme definido no artigo nº 56 do REABP, nos casos de secções sujeitas simultaneamente à torção e ao esforço transverso, a segurança deve ser realizada considerando essa simultaneidade, tendo em atenção os limites impostos para os valores máximos dos esforços resistentes, definidos no REBAP.

A verificação da segurança em relação ao Estado Limite Último de Esforço Transverso foi realizada em atenção aos esforços, obrigando cada secção do tabuleiro a satisfazer a condição de o esforços transversos actuantes (VSD) serem inferiores aos esforços transversos resistentes (VRD).

Os valores dos esforços actuantes (VSD), em cada uma das secções deriva da combinação fundamental de acções.

Os esforços resistentes foram determinados de acordo com as regras dos artigos nº 53 e 56, tendo em atenção a parcela resistida pelo betão ( $V_{cd}$ ) e pela armadura de esforço transverso ( $V_{wd}$ ), e ainda a interacção com a torção.

$$V_{Rd} = V_{cd} + V_{wd}$$

em que:

$$\text{Se } \tau_v + \tau_t \leq \tau_1: \quad V_{cd} = \tau_1 \times \left( \frac{\tau_v}{\tau_v + \tau_t} \right) \times b_w \times d$$

$$\text{Se } \tau_v + \tau_t > \tau_1: \quad V_{cd} = \tau_1 \times b_w \times d$$

$$V_{wd} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd}$$

Foram considerados os seguintes valores:

$$\tau_1 = 0,90 \text{ MPa}$$

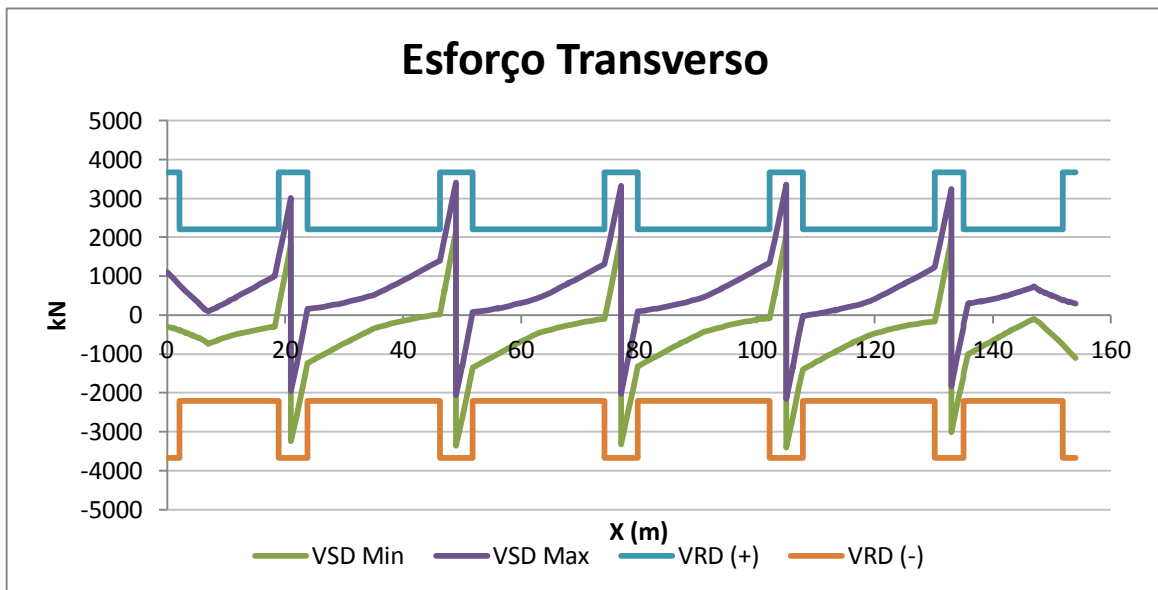
$$\tau_2 = 7,00 \text{ MPa}$$

$$b_w \text{ (Secção Maciça)} = 1,40 \text{ m}$$

$$b_w \text{ (Secção Vazada)} = 0,85 \text{ m}$$

$$d = 1,64 \text{ m}$$

$$f_{syd} = 435 \text{ MPa}$$



**Figura 41 - Verificação da Segurança ao E.L. de Esforço Transverso**

$$A_{sw \text{ necessária}} = 10 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ (secção vazada)}$$

$$A_{sw \text{ necessária}} = 25 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ (secção maciça - apoios)}$$

A segurança ao Estado Limite Último de Esforço Transverso é verificada, conforme observado na figura anterior. Os picos dos esforços actuantes, como seria expectável, ocorrem junto aos apoios e são compensados, não só pela maior área de betão, como pelo aumento de armadura de esforço transverso. O cálculo do E.L. de Esforço Transverso encontra-se no ANEXO H.

### 1.6.3.3. Estado Limite de Torção

Tal como na verificação ao EL Esforço Transverso também a segurança ao EL Momento Torsor teve em consideração o facto de actuarem simultaneamente os dois esforços: torção e esforço transverso.

O esforço resistente do momento torsor resistente é dado pelo menor dos valores:

$$T_{Rd} = T_{cd} + T_{td}$$

$$T_{Rd} = T_{ld}$$

Em que  $T_{cd}$  representa a resistência devida ao betão,  $T_{td}$  a resistência pelas armaduras transversais e  $T_{ld}$  a resistência permitida pelas armaduras longitudinais.

em que:

$$\text{Se } \tau_v + \tau_t \leq \tau_1: \quad T_{cd} = 2 \times \tau_1 \times \left( \frac{\tau_v}{\tau_v + \tau_t} \right) \times h_{ef} \times A_{ef}$$

$$\text{Se } \tau_v + \tau_t > \tau_1: \quad T_{cd} = 0$$

$$T_{td} = 2 \times A_{ef} \times \frac{A_{st}}{s} \times f_{syd}$$

$$T_{ld} = 2 \times A_{ef} \times \frac{A_{sl}}{u_{ef}} \times f_{syd}$$

$$\tau_v = \frac{V_{sd}}{b_w \times d}$$

$$\tau_t = \frac{T_{sd}}{2 \times h_{ef} \times A_{ef}}$$

Foram considerados os seguintes valores:

$$\tau_1 = 0,90 \text{ MPa}$$

$$\tau_2 = 7,00 \text{ MPa}$$

$$b_w \text{ (Secção Maciça)} = 1,40 \text{ m}$$

$$b_w \text{ (Secção Vazada)} = 0,85 \text{ m}$$

$$h_{ef} = 0,405 \text{ m}$$

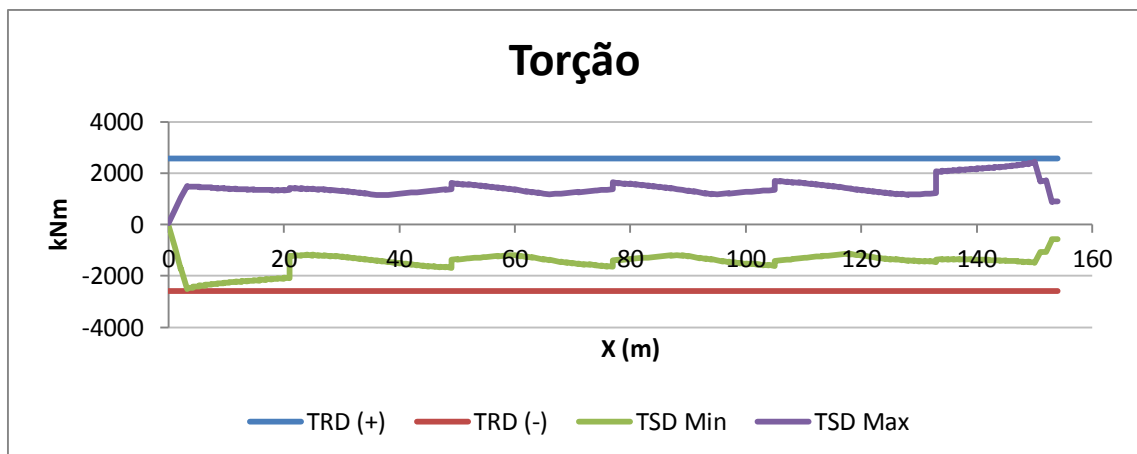
$$A_{ef} = 1,48 \text{ m}^2$$

$$u_{ef} = 4,88 \text{ m}$$

$$d = 1,64 \text{ m}$$

$$f_{syd} = 435 \text{ MPa}$$

Com estes parâmetros determinou-se a armadura necessária e chegou-se ao seguinte diagramas:



**Figura 42 - Verificação da Segurança ao E.L. de Torção**

$$A_{sl} \text{ necessária} = 100 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \text{ necessária} = 20 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Como se verifica na figura, a segurança ao Estado Limite de Torção é verificada, sendo o momento torsor resistente constante em todas as secções, uma vez que resulta da resistência conferida pela área da armadura longitudinal de torção, que é constante em todo o desenvolvimento. O cálculo do E.L. de Torção encontra-se no ANEXO I.

## 1.7. Análise Transversal do Tabuleiro

A verificação da Segurança do Tabuleiro na direcção Transversal é dividida em duas análises: Consolas Laterais e a Laje Intermédia entre nervuras.

### 1.7.1. Consolas Laterais

Para o cálculo dos esforços actuantes nas consolas laterais, realizou-se um modelo de cálculo em SAP 2000, que simula o encastramento da consola na nervura.

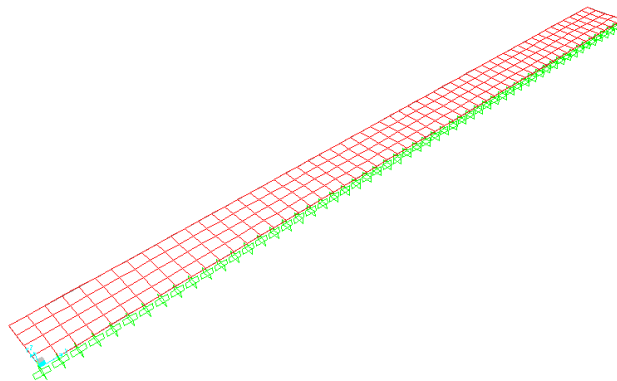


Figura 43 – Consola Lateral em SAP2000

-  $L_{\text{consola}} = 2,00 \text{ m}$

-  $L_{\text{vão}} = 28,00 \text{ m}$

As consolas possuem uma espessura de 0,20m na extremidade e 0,32m na secção de encastramento na nervura, como tal considerou-se uma espessura média de 0,25m. Foi modelada uma malha com elementos finitos de 0,50 x 0,50m.

No cálculo dos esforços actuantes foi utilizada a combinação fundamental dos esforços resultantes das seguintes acções:

- Peso Próprio;
- Restante Carga Permanente;
- Sobrecarga Pedonal;
- Sobrecarga devido ao Veículo Tipo;

O valor das forças e respectivas localizações, devido a cada uma das acções encontra-se esquematizado nas seguintes figuras.

### 1.7.1.1. Estado Limite de Flexão

A verificação da segurança ao Estado Limite Último de Flexão é verificada para as seguintes acções:

- **Peso Próprio**

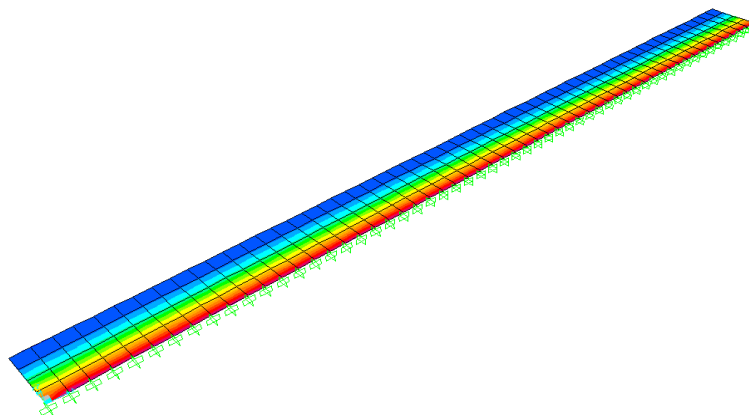


Figura 44 - Diagrama de Momentos do Peso Próprio na Consola Lateral

$$M_{pp} = -11,88 \text{ kNm/m}$$

**- Restante Carga Permanente**

**Quadro 19 – Momento da Restante Carga Permanente**

	Q (kN)	Braço (m)
Betuminoso	1,23 x 0,73	0,73 / 2
Lancil Passeio	2,41	1,00
Guarda Segurança	0,5	1,00
Enchimento Passeio	3,26	1,46
Viga de Bordadura	3,4	1,95
Guarda-Corpos	0,5	1,95
Protecção da Catenária	0,25	1,95

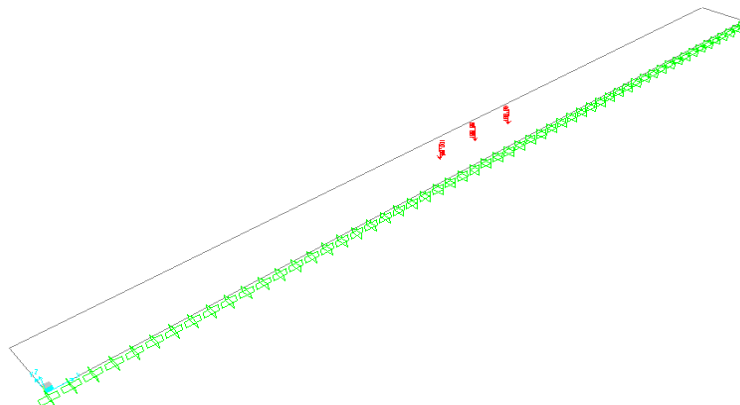
$$M_{RCP} = -16,09 \text{ kNm/m}$$

**- Sobrecarga Pedonal**

$$M_{ped.} = -20 \text{ kN} \times 1,5 \text{ m} = -30,0 \text{ kNm/m}$$

**- Veículo Tipo**

Considerou-se a aplicação de 3 cargas de 100 kN, visto que o veículo tipo tem de largura 2,0m e a berma pavimentada sobre a consola onde o veículo poderá circular, neste caso será de apenas 1,00m.



**Figura 45 – Aplicação do Veículo Tipo na Consola Lateral**

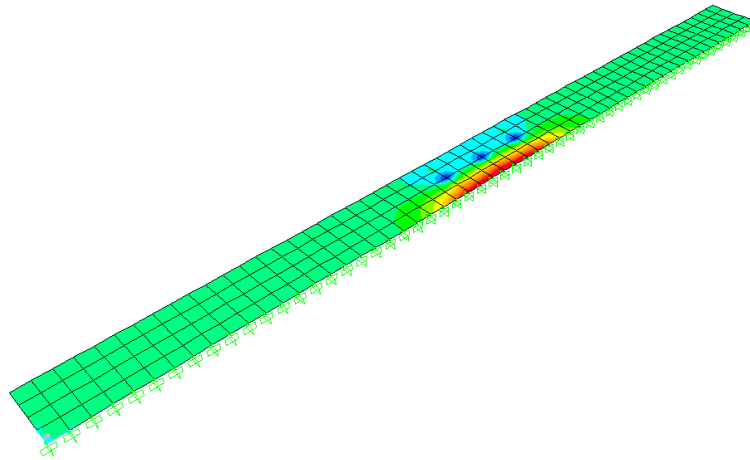


Figura 46 - Diagrama de Momentos na Consola Lateral devido ao Veículo Tipo

$$M_{VT} = -58,05 \text{ kNm/m}$$

**- Cálculo do Momento Actuante**

$$M_{SD} = 1,35 \times (-11,88) - 1,50 \times (16,09 + 30 + 58,05) = -172,25 \text{ kNm/m}$$

**- Cálculo do Momento Resistente**

O cálculo do momento resistente é calculado com base no seguinte equilíbrio:

$$F_c = F_s$$

$$M_{RD} = F_s \times z$$

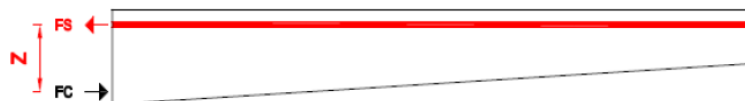


Figura 47 - Esquema do momento resistente na Consola Lateral

### Quadro 20 – Momento Resistente da Consola Lateral

$f_{syd}$ (MPa)	435
$A_s$ (cm <sup>2</sup> /m)	20,11
$F_s$ (kN)	874,79
$h$ (m)	0,25
$z$ (m)	0,20

$$M_{RD} = 174,96 \text{ kNm/m}$$

**As adoptado:  $\Phi 16//0,10$  (20,11 cm<sup>2</sup>/m)**

Como o momento resistente ( $M_{rd}$ ) é superior ao momento actuante ( $M_{sd}$ ) está verificada a segurança ao EL de Flexão.

### 1.7.1.2. Estado Limite de Esforço Transverso

A verificação da segurança ao Estado Limite Último de Esforço Transverso é verificada para as seguintes acções:

**- Peso Próprio**

$$V_{pp} = 0,25 \times 25 \times 2,00 = 12,50 \text{ kN/m}$$

**- Restante Carga Permanente**

**Quadro 21 – Esforço Transverso devido à restante carga permanente**

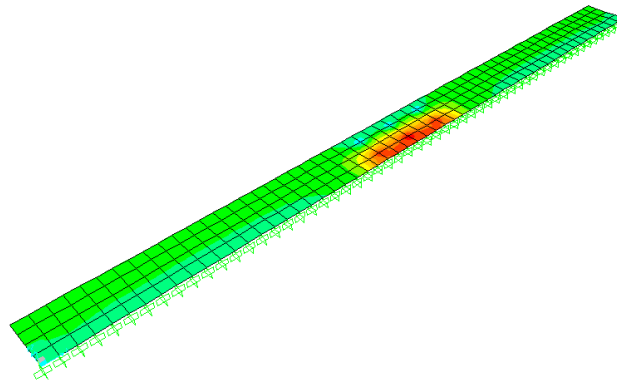
	Q (kN)
Betuminoso	1,23 x 0,73
Lancil Passeio	2,41
Guarda Segurança	0,5
Enchimento Passeio	3,26
Viga de Bordadura	3,4
Guarda-Corpos	0,5
Protecção da Catenária	0,25

$$V_{RCP} = 11,22 \text{ kN/m}$$

**- Sobrecarga Pedonal**

$$V_{ped.} = 20 \text{ kN}$$

**- Veículo Tipo**



**Figura 48 – Diagrama de esforço transverso devido ao veículo tipo**

$$V_{VT} = \frac{79,26 + 30,21}{2} = 54,74 \text{ kN/m}$$

De forma a não ter um valor excessivamente exagerado, considerou-se o esforço médio no elemento finito.

#### - Cálculo do Esforço Transverso Actuante

$$V_{SD} = 1,35 \times 12,50 + 1,50 \times (11,22 + 20 + 54,74) = 145,82 \text{ kN/m}$$

#### - Cálculo do Esforço Transverso Resistente

$$\begin{aligned} V_{RD} &= 0,6 \times \tau_1 \times (1,6 - d) \times b_w \times d = \\ &= 0,6 \times 0,9 \times (1,6 - 0,20) \times 1,00 \times 0,20 = 151,2 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Verifica-se que o esforço de cálculo ( $V_{sd}$ ) é inferior ao esforço transversal resistente ( $V_{rd}$ ), como tal considera-se verificada a segurança.

### 1.7.2.Laje Intermédia

Para o cálculo dos esforços actuantes na laje intermédia, realizou-se um modelo de cálculo em SAP 2000, que simula o encastramento da laje nas nervuras.

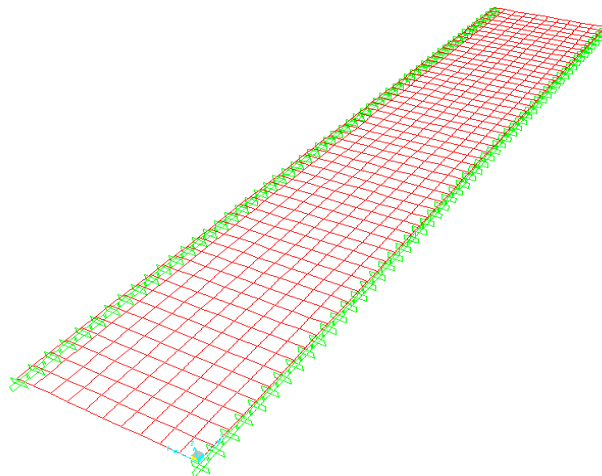


Figura 49 – Laje Intermédia em SAP2000

-  $L_{laje} = 5,30$  m

-  $L_{vão} = 28,00$  m

- Espessura média = 0,30m.

Foi modelada uma malha com elementos finitos de 0,50 x 0,50m.

No cálculo dos esforços actuantes foi utilizada a combinação fundamental dos esforços resultantes das seguintes acções:

- Peso Próprio;
- Restante Carga Permanente;
- Sobrecarga devido ao Veículo Tipo;
- Sobrecarga Linear;
- Sobrecarga Uniforme;

O valor das forças e respectivas localizações, devido a cada uma das acções encontra-se esquematizado nas seguintes figuras.

### **1.7.2.1. Estado Limite de Flexão**

A verificação da segurança ao Estado Limite Último de Flexão é verificada para as seguintes acções:

- Peso Próprio

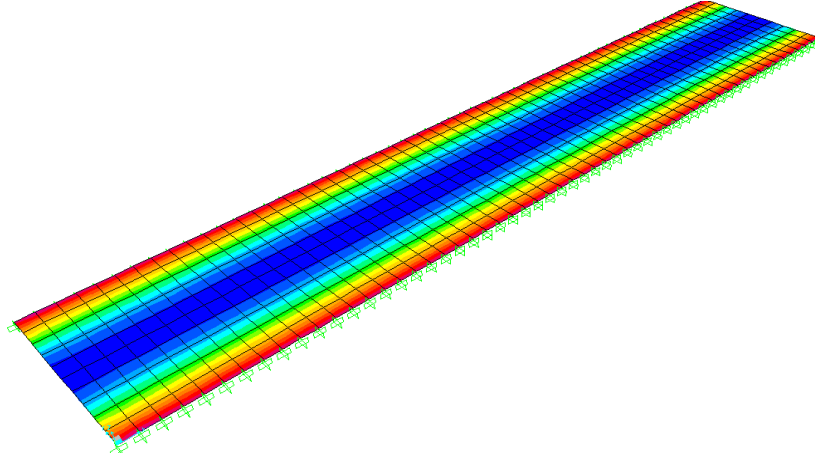


Figura 50 - Diagrama de momentos na Laje Intermédia devido ao peso próprio

$$M_{pp} = + 7,46 \text{ kNm/m}$$

$$M_{pp} = -14,48 \text{ kNm/m}$$

- Restante Carga Permanente

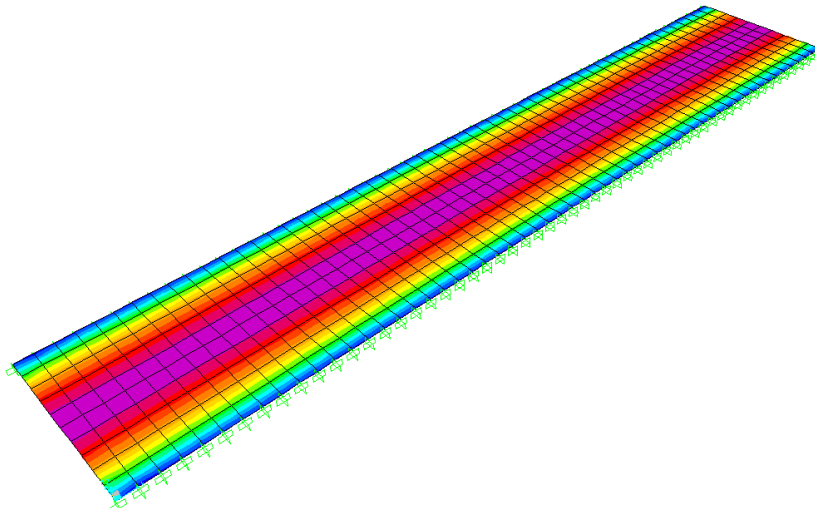


Figura 51 - Diagrama de momentos na Laje Intermédia devido à restante carga permanente

$$M_{RCP} = + 6,86 \text{ kNm/m}$$

$$M_{RCP} = - 13,33 \text{ kNm/m}$$

### - Veículo Tipo

Considerou-se a aplicação de 6 cargas de 100 kN, com duas possíveis posições.

- 1) Primeira hipótese (veículo centrado no centro da laje):

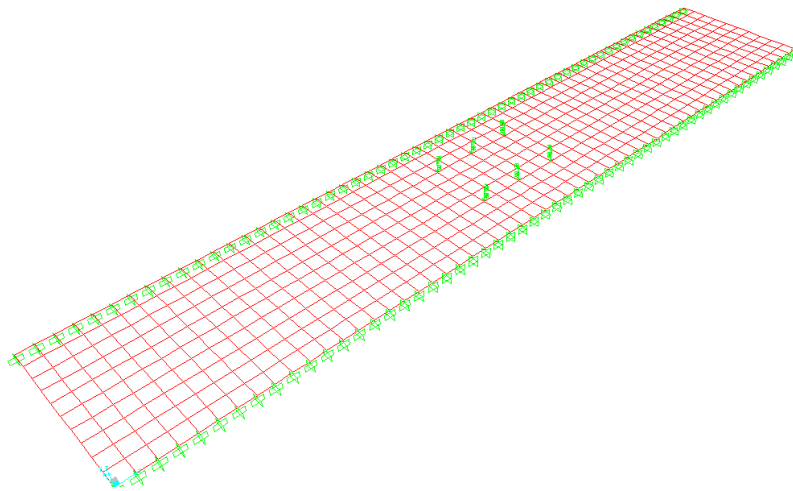


Figura 53 - Aplicação do Veículo Tipo na Laje Intermédia - 1ª hipótese

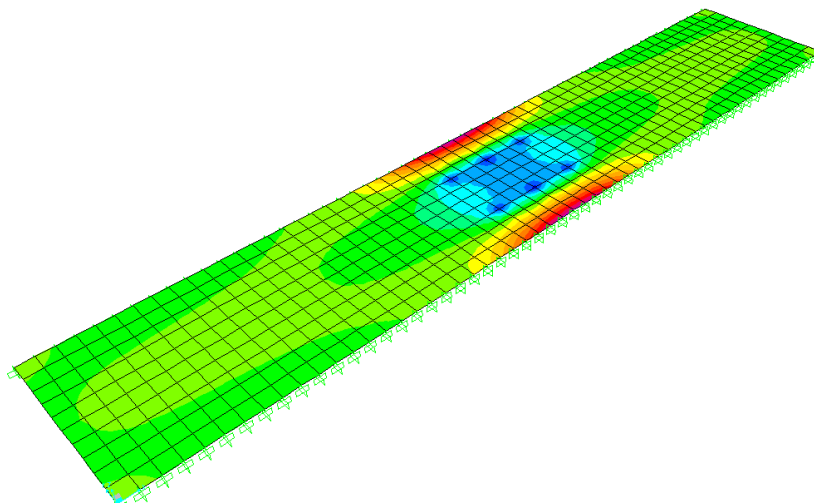


Figura 52 - Diagrama de momentos na Laje Intermédia devido ao Veículo Tipo - 1ª hipótese

$$M_{VT} = +40,14 \text{ kNm/m}$$

$$M_{VT} = -65,41 \text{ kNm/m}$$

2) Segunda hipótese (um eixo do veículo posicionado no centro da laje):

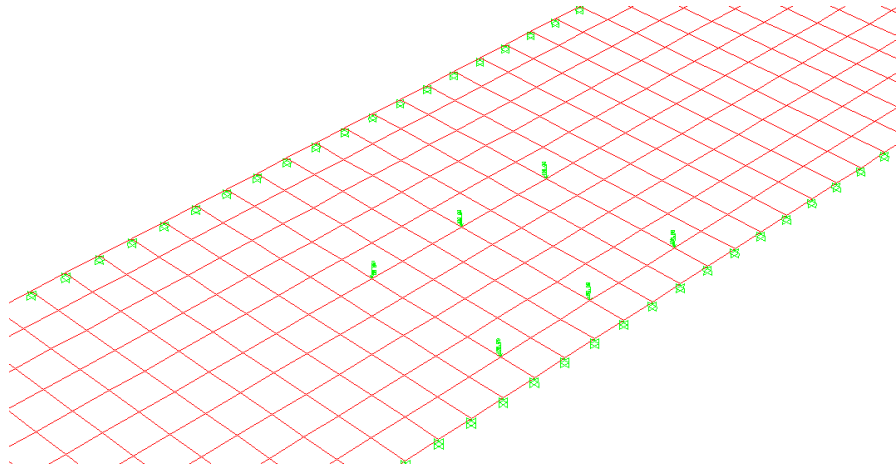


Figura 54 – Aplicação do veículo tipo na Laje Intermédia - 2ª hipótese

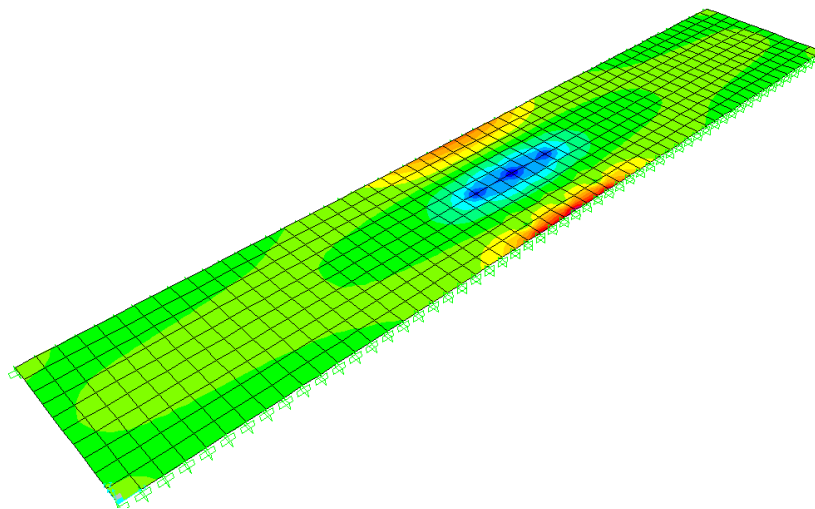


Figura 55 – Diagrama de momentos na Laje Intermédia devido ao veículo tipo – 2ª hipótese

$$M_{VT} = + 50,22 \text{ kNm/m}$$

$$M_{VT} = -75,71 \text{ kNm/m}$$

### - Sobrecarga Linear

Considerou-se a aplicação de uma sobrecarga linear de 50kN/m.

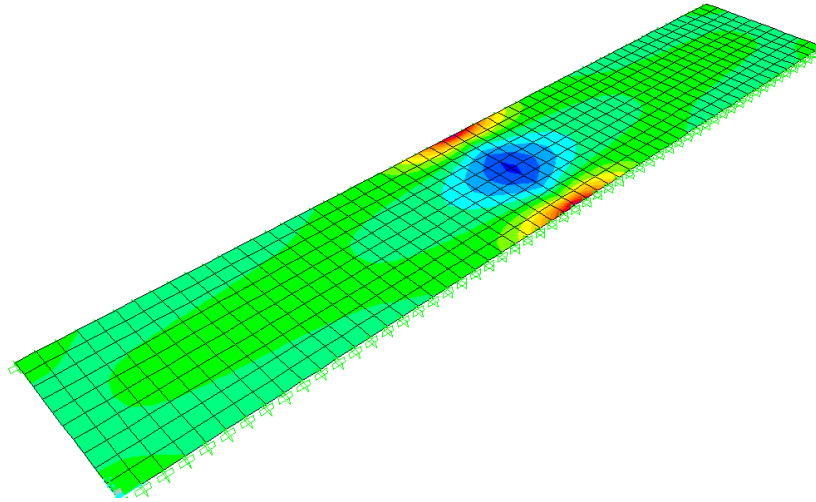


Figura 56 - Diagrama de momentos na Laje Intermédia devido à Sobrecarga Linear

$$M_{SCL} = + 32,06 \text{ kNm/m}$$

$$M_{SCL} = -73,87 \text{ kNm/m}$$

### - Sobrecarga Uniforme

Considerou-se a aplicação de uma sobrecarga uniforme de 4 kN/m<sup>2</sup>.

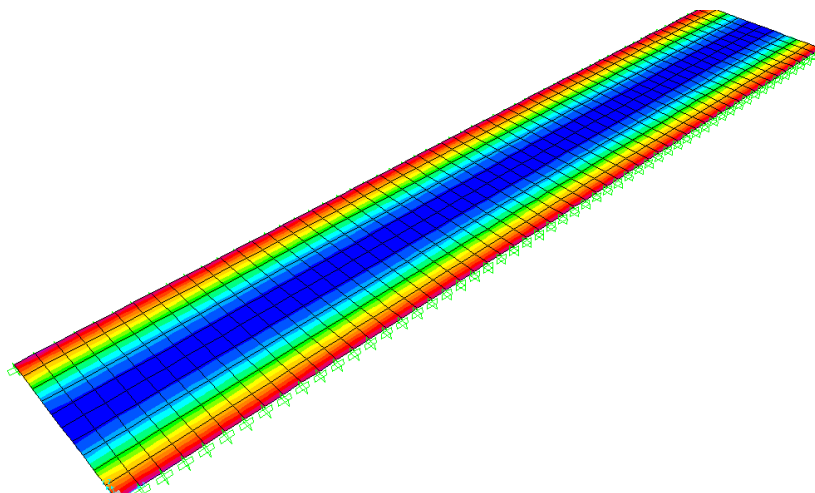


Figura 57 - Diagrama de momentos na Laje Intermédia devido à Sobrecarga Uniforme

$$M_{SCU} = + 4,78 \text{ kNm/m}$$

$$M_{SCU} = -9,27 \text{ kNm/m}$$

### - Cálculo dos Momentos Actuantes

**Quadro 22 – Momentos Actuantes na Laje Intermédia**

	M (+)	M (-)
PP	7,46	-14,48
RCP	6,86	-13,33
VT cent.	40,14	-65,41
VT eixo.	50,22	-75,71
SC Linear	32,06	-73,87
SC Uniforme	4,78	-9,27

Para o valor de cálculo de cada momento, escolhe-se o momento mais desfavorável de entre estas três hipóteses:

- Veículo Tipo Centrado;
- Veículo Tipo com um eixo no centro da laje;
- Sobrecarga Linear mais Sobrecarga Uniforme.

$$M_{SD} = 1,35 \times 7,46 + 1,50 \times 6,8 + 1,50 \times (50,22) = + 95,69 \text{ kNm/m}$$

$$M_{SD} = - 1,35 \times 14,48 - 1,50 \times 13,33 - 1,50 \times (73,87 + 9,27) = -164,25 \text{ kNm/m}$$

### - Cálculo do Momento Resistente

O cálculo do momento resistente é calculado com base no seguinte equilíbrio

$$F_c = F_s$$

$$M_{RD} = F_s \times z$$

1) Momento Positivo:

**Quadro 23 – Momento Resistente Positivo da Laje Intermédia**

fsyd (MPa)	435
As (cm <sup>2</sup> /m)	10,05
Fs (kN)	437,18
h (m)	0,30
z (m)	0,25

$$M_{RD} = 109,29 \text{ kNm/m}$$

**As inferior (+) adoptado:  $\Phi 16//0,20$  (10,05 cm<sup>2</sup>/m)**

2) Momento Negativo

**Quadro 24 – Momento Resistente Negativo da Laje Intermédia**

fsyd (MPa)	435
As (cm <sup>2</sup> /m)	-20,11
Fs (kN)	-874,79
h (m)	0,30
z (m)	0,25

$$M_{RD} = -218,70 \text{ kNm/m}$$

**As superior (-) adoptado:  $\Phi 16//0,10$  (20,11 cm<sup>2</sup>/m)**

Este valor de armadura superior é algo excessivo, mas para manter uma armadura igual em toda a largura do tabuleiro, adoptou-se o  $A_s$  necessário da zona das consolas.

### 1.7.2.2. Estado Limite Esforço Transverso

A verificação da segurança ao Estado Limite Último de Esforço Transverso é verificada para as seguintes acções:

#### - Peso Próprio

$$V_{pp} = 25 \times 0,25 \times \frac{5,30}{2} = 16,56 \text{ kN/m}$$

#### - Restante Carga Permanente

$$V_{RCP} = 24 \times 0,08 \times \frac{5,30}{2} = 5,09 \text{ kN/m}$$

#### - Veículo Tipo

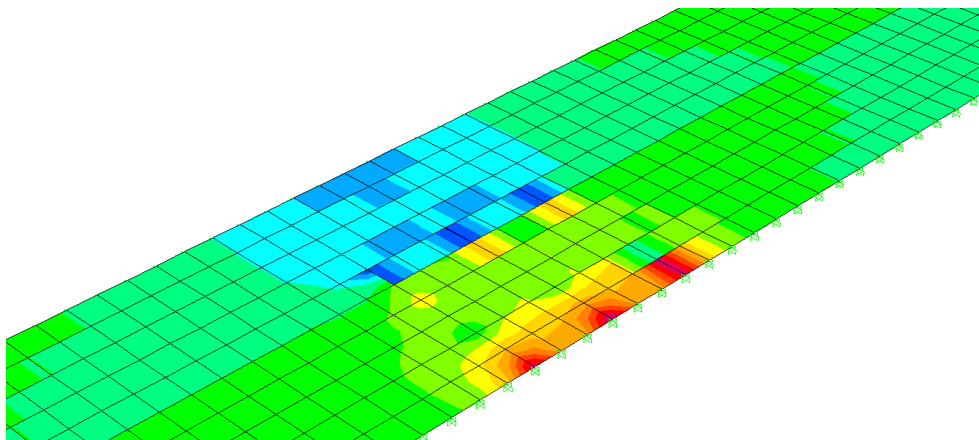


Figura 58 - Diagrama de esforço transverso na Laje Intermédia devido ao veículo tipo

$$V_{VT} = \frac{140,08 + 73,77}{2} = 106,93 \text{ kN/m}$$

De forma a não ter um valor excessivamente exagerado, considerou-se o esforço médio no elemento finito.

#### - Cálculo do Esforço Transverso Actuante

$$V_{SD} = 1,35 \times 16,56 + 1,50 \times (5,09 + 106,93) = 190,38 \text{ kN/m}$$

#### - Cálculo do Esforço Transverso Resistente

Segundo o REBAP, como se trata de uma peça sem armadura de esforço transverso, há que reduzir o esforço resistente.

$$\begin{aligned} V_{cd} &= 0,6 \times (1,6 - d) \times \tau_1 \times b_w \times d = 0,6 \times (1,6 - 0,28) \times 0,9 \times 1,00 \times 0,28 \\ &= 199,58 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Está garantida a segurança ao Estado Limite de Esforço Transverso.

## 1.8. Carlinga sobre os Encontros

Como os aparelhos de apoio estão na direcção das nervuras do tabuleiro, as forças descarregam directamente nos aparelhos de apoio, o que faz com que os esforços na carlinga sejam muito reduzidos. Assim adoptou-se na carlinga uma armadura corrente neste tipo de obras.

## 2. Pilares

### 2.1. Considerações Gerais

Os pilares, em betão armado, dois por eixo de apoio, afastados de 7,00 m, terão uma secção circular com 1,00m de diâmetro. Este será constante ao longo de todo o fuste. As fundações dos pilares são indirectas por intermédio de estacas de 0,80m de betão armado sob maciços de estacas com 4,00 x 4,00 x 1,20 m de dimensões. Os pilares P1 e P5 encontram-se fixos em ambas as direcções (longitudinal e transversal). Os restantes pilares são encastrados no tabuleiro.

Far-se-á de seguida a verificação da segurança dos pilares.

### 2.2. Esforços Actuantes

Os esforços nos pilares foram determinados recorrendo ao modelo tridimensional da estrutura. Para além dos esforços induzidos pelo tabuleiro devido à carga permanente e às acções variáveis verticais, os esforços de flexão nos pilares dizem respeito também às acções horizontais, estáticas e dinâmicas que solicitam a estrutura. Estas acções estáticas dizem respeito ao efeito da temperatura, retracção, fluência e pré-esforço, sendo a dinâmica o sismo.

### 2.3. Segurança dos Pilares

#### 2.3.1. Esforços de Cálculo

Nos Quadros seguintes apresentam-se os esforços actuantes nos pilares. Aos momentos actuantes foram acrescentados, os esforços devido às excentricidades adicionais de acordo com a verificação do estado limite último de encurvadura.

**Quadro 25 – Esforços de 1ª Ordem nos Pilares**

	Nsd (kN)	M2 (kNm)	M3 (kNm)	Msd (kNm)	L (m)	l <sub>o</sub> (m)
P1	-3183,00	519,33	1801,15	1874,53	8,92	17,84
P2	-3654,79	964,20	2074,30	2287,44	10,68	10,68
P3	-3638,66	1065,04	1627,46	1944,98	11,03	11,03
P4	-3624,09	946,32	2098,31	2301,83	10,57	10,57
P5	-3135,97	486,63	1861,00	1923,57	8,74	17,48

**Quadro 26 – Esforços de 2ª Ordem nos Pilares**

	ea (m)	η	1/r	e2 (m)	λ	Msd 2ª ordem (kNm)
P1	0,059	2,303	0,001	0,018	71,36	2120,59
P2	0,036	2,006	0,000	0,005	42,72	2437,07
P3	0,037	2,015	0,000	0,006	44,12	2098,83
P4	0,035	2,023	0,000	0,005	42,28	2448,67
P5	0,058	2,338	0,001	0,017	69,92	2161,11

- Esbelteza (λ)

$$\lambda = \frac{l_0}{i}$$

l<sub>0</sub> – comprimento efectivo de encurvadura;  
i – raio de giração da secção transversal;

- Excentricidade acidental (e<sub>a</sub>)

$$e_a = \frac{l_0}{300}$$

- Excentricidade de 2ª ordem (e<sub>2</sub>)

$$e_2 = \frac{1}{r} \times \frac{l_0^2}{10}$$

$$\frac{1}{r} = \frac{5}{h} \times 10^{-3} \times \eta$$

$$\eta = \frac{0,4 \times f_{cd} \times A_c}{N_{sd}}$$

A excentricidade de fluência ( $e_c$ ) é desprezada visto que a esbelteza dos pilares ( $\lambda$ ) não é superior a 70. Apenas no pilar P1 é ligeiramente superior, mas pouco significativo.

$$M_{sd\ 2^a} = M_{sd\ 1^a} + N_{sd} \times (e_a + e_c)$$

### 2.3.2. Momentos Flectores Resistentes

Recorrendo a um programa de cálculo, já previamente testado e confirmado, de secções em flexão composta foi determinado o momento resistente.

<b>Materiais</b>	<b>(MPa)</b>
Betão $f_{cd}$	23,3
Aço $f_{syd}$	435,0

<b>Características</b>	<b>Exterior</b>
Diâmetro (m)	1,00
Armadura (cm <sup>2</sup> )	137,5
Recobrimento eixo (cm)	0,1
Nº de varões	28 $\Phi$ 25

<b>N</b>	<b>M</b>
(kN)	(kNm)
-3624,1	2448,7

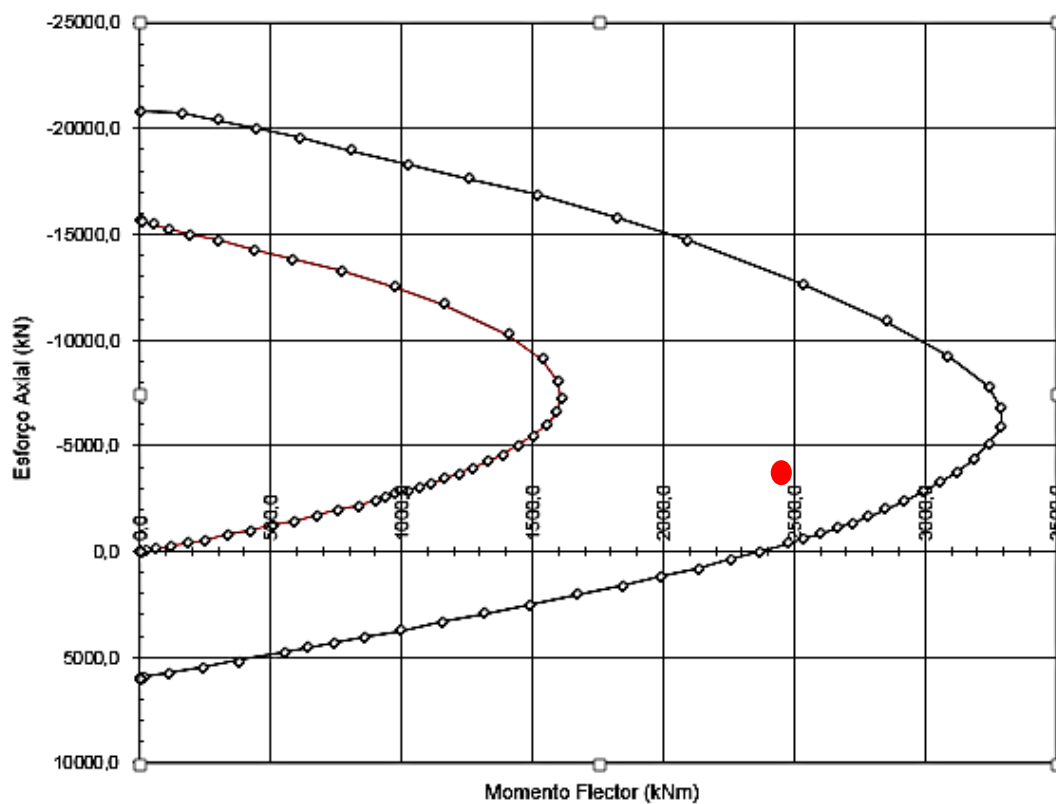


Figura 59 – Momento Flector Resistente dos Pilares

Como o nosso par actuante de momento flector e esforço normal está compreendido pela linha dada pelo momento flector resistente (em função do esforço axial), está verificada a segurança.

Adopta-se 28 $\phi$ 25 (137,5 cm<sup>2</sup>)

### 2.3.3. Esforço Transverso

O esforço transverso máximo nos pilares é dado por:

$$V_{sd} = 415,48 \text{ kN}$$

### - Cálculo do Esforço Transverso Resistente

Tratando-se de uma secção circular, a largura ( $b_w$ ) e a altura útil ( $d$ ) serão substituídas por uma secção rectangular aproximada. As dimensões do rectângulo são determinadas de tal forma que o rectângulo se insira por completo na secção circular.

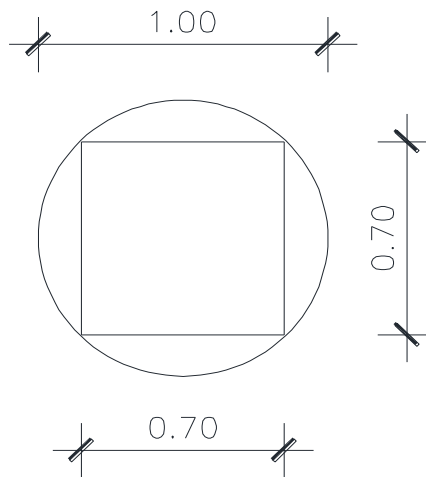


Figura 60 – Secção Transversal dos Pilares

$$V_{cd} = \tau_1 \times b_w \times d = 0,9 \times 0,70 \times 0,70 = 441,00 \text{ kN}$$

$$V_{wd} = 0,9 \times d \times \frac{A_{sw}}{s} \times f_{syd} = 0,9 \times 0,70 \times 16,95 \times 435 = 464,28 \text{ kN}$$

$$V_{RD} = 441,00 + 464,28 = 905,28 \text{ kN}$$

Como  $V_{rd} > V_{sd}$ , está garantida a segurança ao Estado Limite de Esforço Transverso.

**As adoptado:  $\Phi 12//0,20$  (1R) +  $\Phi 12//0,20$  (2R) = 5,65 + 2 x 5,65 = 16,95 cm<sup>2</sup>/m**

## 3. Encontros

### 3.1. Considerações Gerais

Considerando todos os condicionantes intrínsecos à implantação dos encontros, adoptaram-se soluções iguais para os encontros E1 e E2, pelo que apenas será verificada a segurança para um deles. Os encontros são do tipo aparente, constituído por um muro de testa e por muros de avenida com contrafortes. Estes últimos têm cerca de 12,0m de extensão. O muro de testa é reforçado por dois gigantes centrais (G1), ortogonais à viga de estribo, com secção rectangular de altura variável e dimensões máximas na base de 3,50 x 0,40m.

Relativamente aos muros de avenida, existem dois gigantes laterais (G2), com secção rectangular de altura variável e dimensões máximas na base de 3,50 x 0,40 m. As paredes dos muros têm 0,30 m de espessura. A solidarizar os gigantes do muro de testa está a viga de estribo, que tem uma secção transversal de 1,60 x 0,75m. Os encontros estão fundados em estacas com diâmetro de 0,80m, ligadas por um maciço de estacas com altura igual a 1,20 m.

### 3.2. Critérios de Cálculo

Para a secção mais condicionante dos encontros foram efectuados os cálculos relativos à verificação da segurança dos estados limites últimos de resistência dos elementos de betão armado e das tensões na fundação.

Os estados limites últimos de equilíbrio (derrubamento e deslizamento) não foram calculados, porque como se trata de uma estrutura fundada por estacas, não há a possibilidade de ocorrerem deslizamentos ou derrubamentos.

Considerando que o aterro será constituído por materiais escolhidos e devidamente compactados, os parâmetros adoptados para o respectivo solo foram os seguintes:

$$\Phi = 35^\circ$$

$$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$$

$$K_0 = 1 - \text{Sen}(\Phi) = 1 - \text{Sen}(35^\circ) = 0,43$$

Para determinar os coeficientes de impulso consideraram-se as terras como estando no estado passivo de Rankine. Como se constatou que o estado passivo é mais condicionante do que o estado activo ou até mesmo do que a acção sísmica (estado activo), considerou-se apenas o coeficiente de impulso em repouso.

#### Acções:

- Impulso de terras calculado através do coeficiente de impulso e terá 2 parcelas:
  - Impulsos devidos ao peso próprio das terras;
  - Impulso devido a uma sobrecarga de 10kN/m<sup>2</sup> actuante no terrapleno.
- Acções transmitidas pelo tabuleiro aos encontros através dos aparelhos de apoio.

### 3.3. Verificação Segurança dos elementos de Betão Armado

#### 3.3.1. Espelho

Como modelo de cálculo considera-se uma consola com 1,90 m de altura, sujeita às seguintes acções:

- Impulso em repouso de terras (diagrama triangular):

$$I_{terras} = \frac{1}{2} \times K_0 \times \gamma \times H^2 = \frac{1}{2} \times 0,43 \times 19 \times 1,90^2 = 14,62 \text{ kN/m}$$

$$\text{Braço} = \frac{1}{3} \times H = \frac{1}{3} \times 1,90 = 0,63 \text{ m}$$

- Impulso devido a uma sobrecarga de 10kN/m<sup>2</sup> no terraplano (diagrama rectangular):

$$I_{SC} = K_0 \times SC \times H = 0,43 \times 10 \times 1,90 = 8,10 \text{ kN/m}$$

$$\text{Braço} = \frac{1}{2} \times H = \frac{1}{2} \times 1,90 = 0,95 \text{ m}$$

#### Cálculo do Momento Actuante

$$M_{SD} = 1,50 \times (14,62 \times 0,63) + 1,50 \times (8,10 \times 0,95) = 25,44 \text{ kNm/m}$$

#### Cálculo da Armadura Necessária

$$h = 0,30 \text{ m};$$

$$d = 0,27 \text{ m};$$

$$b = 1,00 \text{ m};$$

$$C30/37;$$

$$A500;$$

$$A_{S_{\min}} = 3,60 \text{ cm}^2/\text{m};$$

$$\mu = 0.017;$$

$$\omega = 0.018;$$

$$A_s = 2,20 \text{ cm}^2/\text{m};$$

**Adopta-se  $\phi 12//0.20$  (5,65 cm<sup>2</sup>/m)**

#### E.L. de Esforço Transverso

$$V_{SD} = 1,50 \times (14,62 + 8,10) = 34,09 \text{ kN/m}$$

$$V_{cd} = \tau_1 \times b_w \times d = 0,85 \times 1,00 \times 0,27 = 183,14 \text{ kN/m}$$

Como o esforço transverso resistente é superior ao esforço transverso actuante, considera-se verificada a segurança do Espelho.

### 3.3.2. Viga de Estribo

No plano vertical os esforços na viga a considerar são o respectivo peso próprio e, as reacções provenientes do tabuleiro que os aparelhos de apoio descarregam na viga.

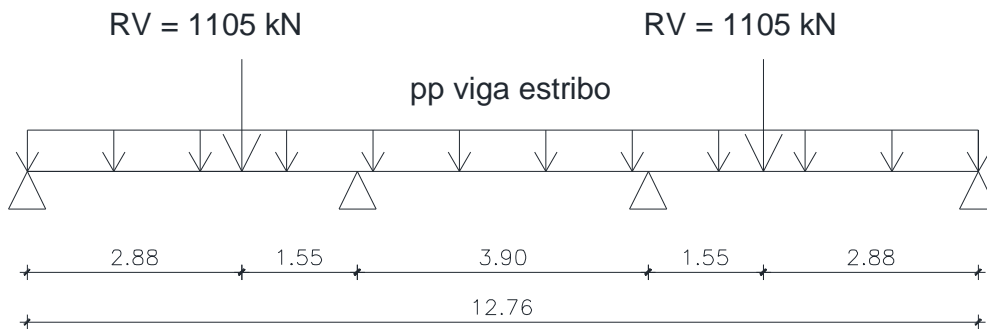


Figura 61 – Cargas na Viga de Estribo

Os esforços obtidos são os seguintes:

$$M_{SD}^- = -1333,8 \text{ kNm}$$

$$M_{SD}^+ = -1336,8 \text{ kNm}$$

$$V_{SD} = 1320,8 \text{ kN}$$

No plano vertical os esforços na viga de estribo são muito pequenos, já que o muro de testa restringe a deformação da viga no plano vertical.

No plano horizontal não haverá esforços importantes a considerar resultantes da flexão nesse plano, que resulta do facto de as extremidades da viga de estribo não se poderem deslocar devido aos muros de avenida.

Para a viga de estribo adoptou-se uma amadura semelhante à que se costuma adoptar em encontros idênticos.

### 3.3.3. Muro de Testa

O muro de testa é encastrado nos seus quatros bordos e em dois gigantes intermédios, conforme se esquematiza na figura seguinte:

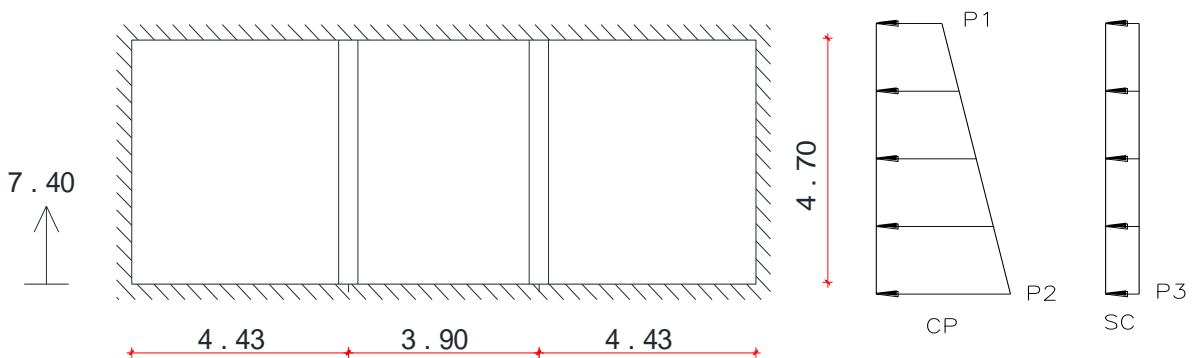


Figura 62 – Muro de Testa

$$p1 = 0,43 \times 19 \times 2,7 = 22,1 \text{ kN/m}^2$$

$$p2 = 0,43 \times 19 \times 7,40 = 60,5 \text{ kN/m}^2$$

$$p3 = 0,43 \times 10 = 4,3 \text{ kN/m}^2$$

O muro de testa foi dimensionado com base no maior painel (4,70 x 4,43). Na página seguinte apresentam-se os cálculos do painel. Recorreu-se a uma folha de cálculo, já previamente testada e confirmada em projectos anteriores.

Adoptaram-se malhas quadradas de  $\phi 16//0.20$  na face interior e  $\phi 12//0.20$  na face exterior, não havendo necessidade de criar reforços.

Prevê-se que o aterro seja efectuado antes de betonada a viga de estribo, pelo que será necessário garantir a segurança numa fase em que o bordo superior do muro de testa está livre.

### Dimensões

$$a = 4,43 \text{ m}$$

$$b = 4,70 \text{ m}$$

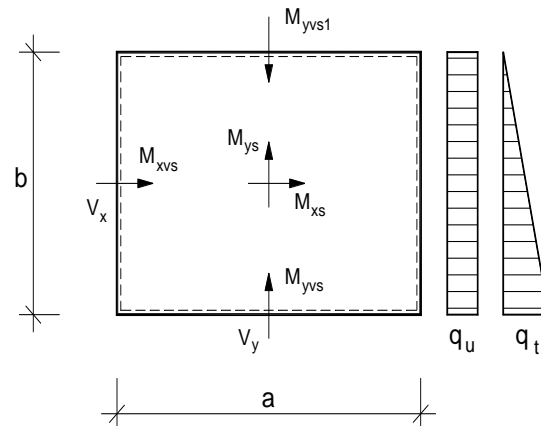
### Betão

$$f_{cd} = 20,0 \text{ MPa}$$

$$\tau_1 = 0,85 \text{ MPa}$$

### Aço

$$f_{syd} = 435,0 \text{ MPa}$$



### Grau encastramento

$$100 \%$$

(0% - laje apoiada, 100% - laje encastrada)

### Acções actuantes

Carga	$\gamma$	$q_u$ kN/m <sup>2</sup>	$q_t$ kN/m <sup>2</sup>
Permanente	1,50	22,10	38,40
Variável	1,50	4,30	0,00
Valor majorado	--	39,60	57,60

### Esforços actuantes

(Barés Tab. 1.7, 1.12, 1.70 e 1.74)

$$M_{x,sd} = 0,0227 \times q_u a^2 + 0,0117 \times q_t a^2 = 30,9 \text{ kNm/m}$$

$$M_{y,sd} = 0,0178 \times q_u b^2 + 0,0105 \times q_t b^2 = 28,9 \text{ kNm/m}$$

$$M_{xvs,sd} = -0,0560 \times q_u a^2 - 0,0295 \times q_t a^2 = -76,8 \text{ kNm/m}$$

$$M_{yvs1,sd} = -0,0474 \times q_u b^2 - 0,0156 \times q_t b^2 = -61,3 \text{ kNm/m}$$

$$M_{yvs,sd} = -0,0474 \times q_u b^2 - 0,0308 \times q_t b^2 = -80,6 \text{ kNm/m}$$

### Verificação do E.L.U. de resistência à flexão

$$\text{Altura útil } d_x = 0,250 \text{ m}$$

$$d_y = 0,250 \text{ m}$$

$$\mu_x^+ = 0,025 \rightarrow A_{s,x^+} = 2,91 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\mu_y^+ = 0,023 \rightarrow A_{s,y^+} = 2,72 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\mu_x^- = 0,061 \rightarrow A_{s,x^-} = 7,50 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\mu_{y1}^- = 0,049 \rightarrow A_{s1,y^-} = 5,91 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\mu_y^- = 0,064 \rightarrow A_{s,y^-} = 7,89 \text{ cm}^2/\text{m}$$

### Verificação do E.L.U. de resistência ao esforço transversal

$$V_{x,sd} = 1,965 \times q_u + 1,077 \times q_t = 139,8 \text{ kN/m}$$

$$V_{y,sd} = 1,965 \times q_u + 1,401 \times q_t = 158,5 \text{ kN/m}$$

$$V_{rd,x} = 0,6(1,6-d) \cdot d \cdot \tau_1 = 172,1 \text{ kN/m}$$

$$V_{rd,y} = 0,6(1,6-d) \cdot d \cdot \tau_1 = 172,1 \text{ kN/m}$$

### 3.3.4. Gigantes do Muro de Testa (G1)

Os gigantes serão dimensionados com base num modelo de consola, na sua área de influência representado na figura seguinte:

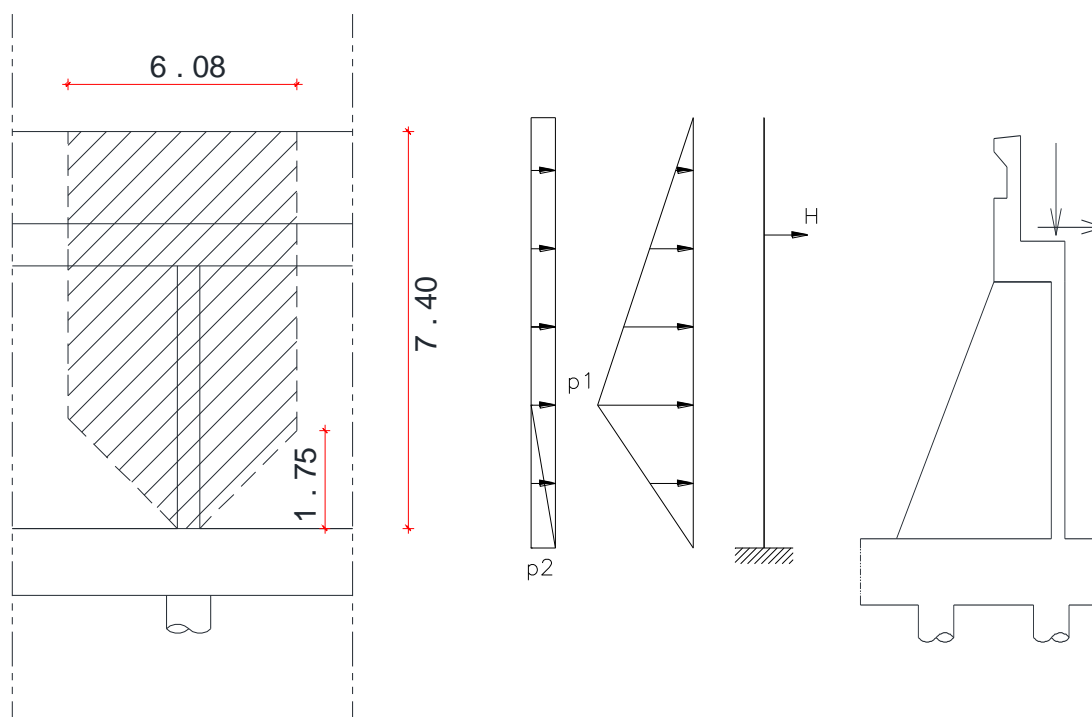


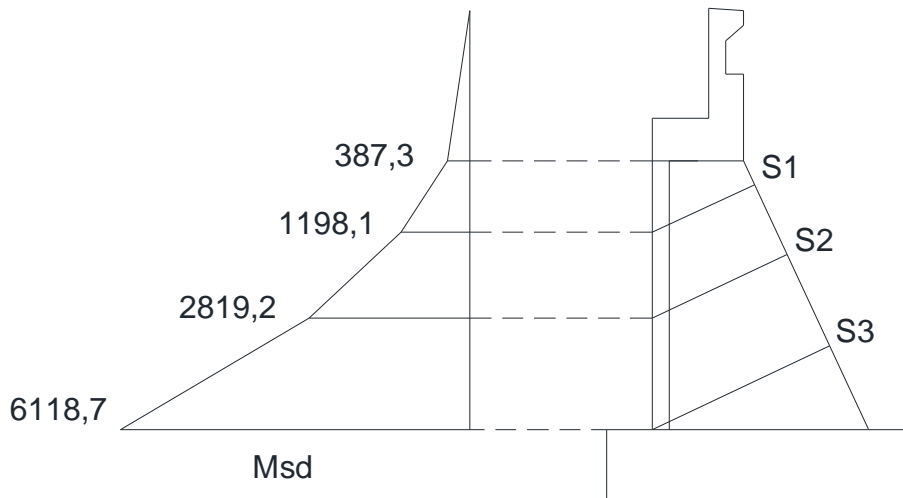
Figura 63 – Gigantes do Muro de Testa

$$p1 = 0,43 \times 19 \times (7,40 - 1,75) \times 6,08 = 270,7 \text{ kN/m}$$

$$p2 = 0,43 \times 10 \times 6,08 = 26,1 \text{ kN/m}$$

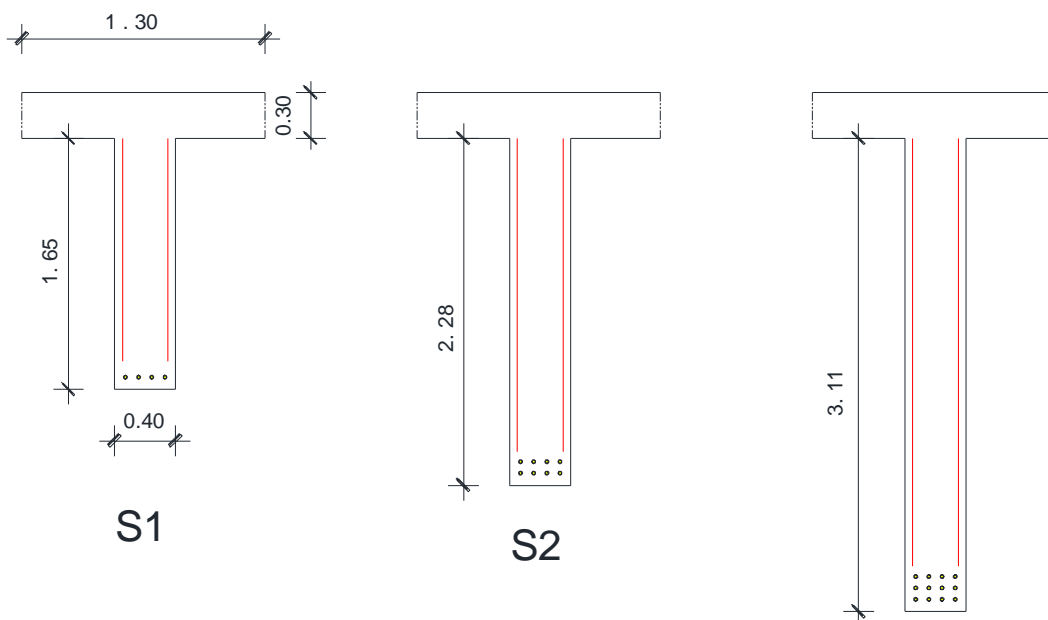
$$H = 0,05 \times 1105 = 55 \text{ kN}$$

Na figura seguinte apresenta-se o diagrama de momentos flectores de cálculo, bem como as secções onde se verificou a segurança:



**Figura 64 – Momentos Flectores Actuantes no Gigante (G1)**

Na figura seguinte apresenta-se as características das secções, sendo necessário determinar a largura do banzo (muro de testa) que contribui para a resistência.



**Figura 65 – Secções Transversais do Gigante (G1)**

$$L_{banzo} = L_{alma} + 2 \times \frac{1}{10} \times \text{distância}_{\text{momento nulo}} = 0,4 + 2 \times \frac{1}{10} \times 4,70 = 1,3 \text{ m}$$

No quadro seguinte apresenta-se o cálculo dos momentos resistentes para cada uma das três secções.

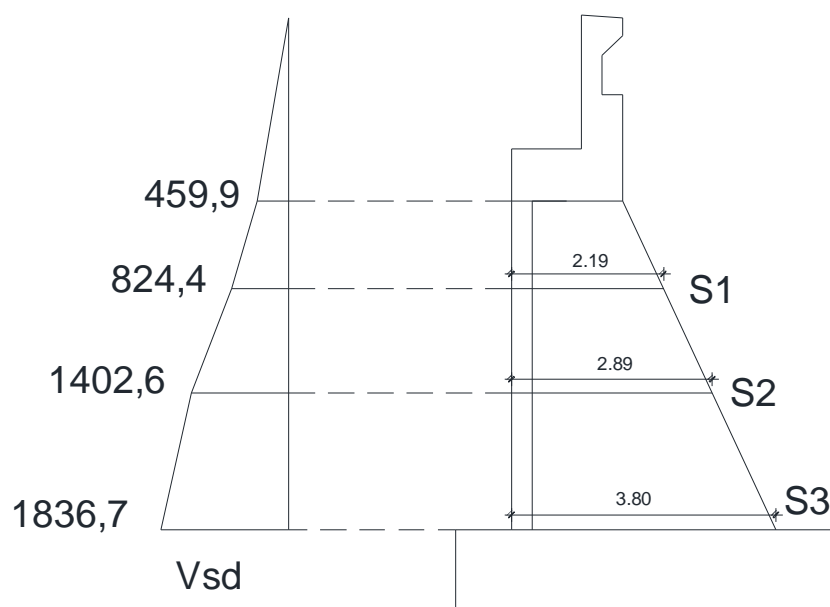
**Quadro 27 – Momentos Resistentes do Gigante (G1)**

Secção	Msd (kNm)	L' Alma (m)	As adoptado	As (cm <sup>2</sup> )	F <sub>s</sub> = F <sub>c</sub> (kN)	z (m)	Mrd (kNm)
S1	1198,1	1,65	4Φ25	19,64	854,34	1,83	1566,5
S2	2819,2	2,28	2 x 4Φ25	39,28	1708,68	2,45	4181,4
S3	6118,7	3,11	3 x 4Φ25	58,92	2563,02	3,26	8357,3

Como nas 3 secções analisadas o momento resistente (Mrd) é superior ao momento actuante (Msd) está garantida a segurança ao EL de Flexão.

#### - E.L. de Esforço Transverso

Na figura seguinte apresentam-se o diagrama de esforço transverso actuante, bem como as secções onde se verificará a segurança.



**Figura 66 – Esforço Transverso Actuante no Gigante (G1)**

O esforço transversal resistido pelo betão ( $V_{cd}$ ) é dado pela seguinte fórmula:

$$V_{cd} = \tau_1 \times b_w \times d$$

A armadura de esforço transversal e suspensão será calculada pela expressão:

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{sd} - V_{cd}}{0,9 \times d \times f_{syd}} + \frac{p_{sd}}{f_{syd}}$$

$p_{sd}$  - Carga a suspender naquela secção.

**Quadro 28 – Cálculo da Armadura de Esforço Transversal do Gigante (G1)**

Secção	$V_{sd}$ (kN)	L (m)	$V_{cd}$ (kN)	$p_{sd}$ (kN/m)	$A_{sw}/s$ (cm <sup>2</sup> /m)
S1	824,4	2,19	744,6	333,5	8,77
S2	1402,6	2,89	982,6	445,3	14,56
S3	1836,7	3,8	1292	0	4,20

Adopta-se  $\phi 20//0.20$  (15,71 cm<sup>2</sup>/m)

### 3.3.5. Muro de Avenida

O muro de avenida é livre no bordo superior e encastrado na base, no muro de testa, e em dois gigantes. Apresenta-se na figura seguinte a geometria do muro e as ações consideradas.

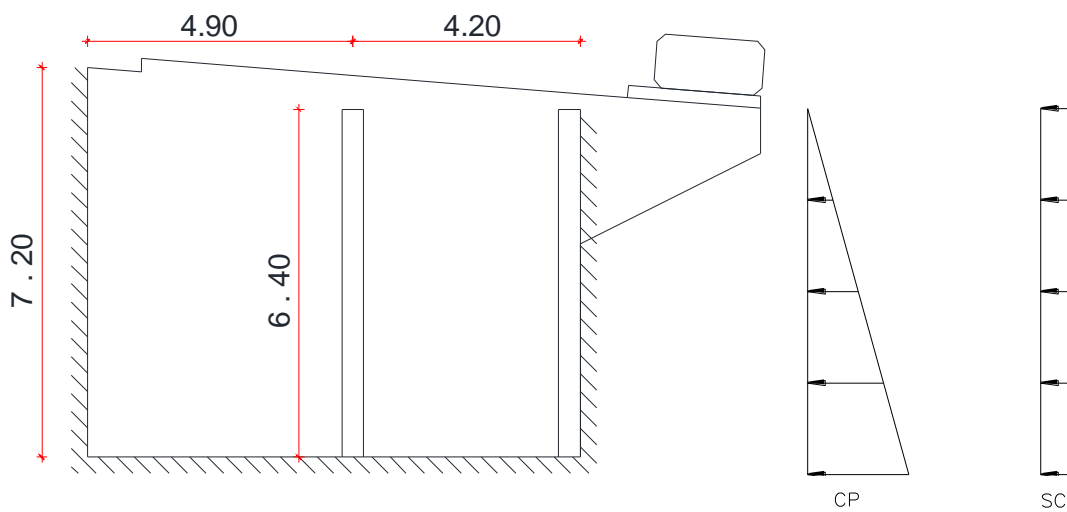


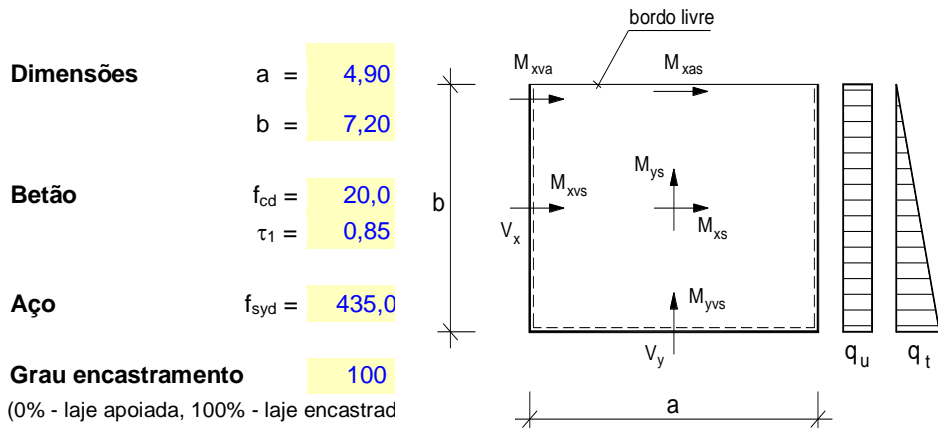
Figura 67 – Muro de Avenida

$$P_{\text{terras}} = 0,43 \times 19 \times 7,20 = 58,8 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{\text{sc}} = 0,43 \times 10 = 4,3 \text{ kN/m}^2$$

O muro de avenida foi dimensionado com base no maior painel (7,20 x 4,90), na página seguinte apresentam-se os cálculos do painel. Recorreu-se a uma folha de cálculo, já previamente testada e confirmada em projectos anteriores.

Adoptaram-se malhas quadradas de  $\phi 16//0,20$  na face interior e  $\phi 12//0,20$  na face exterior, não havendo necessidade de criar reforços.



**Acções actuates**

Carga	$\gamma$ □	$q_u$ kN/m <sup>2</sup>	$q_t$ kN/m <sup>2</sup>
Permanente	1,50	0,00	58,80
Variável	1,50	4,30	0,00
Valor majorado	--	6,45	88,20

**Esforços actuates**

(Barés Tab. 1.32, 1.35, 1.89 e 1.92)

$$\begin{aligned}
 M_{x_s, sd} &= 0,0366 \times q_u a^2 + 0,0167 \times q_t a^2 = 41,1 \text{ kNm/m} \\
 M_{x_{as}, sd} &= 0,0449 \times q_u a^2 + 0,0065 \times q_t a^2 = 20,6 \text{ kNm/m} \\
 M_{y_s, sd} &= 0,0050 \times q_u b^2 + 0,0033 \times q_t b^2 = 16,5 \text{ kNm/m} \\
 \\ 
 M_{x_{vs}, sd} &= -0,0788 \times q_u a^2 - 0,0379 \times q_t a^2 = -92,5 \text{ kNm/m} \\
 M_{x_{va}, sd} &= -0,0846 \times q_u b^2 - 0,0076 \times q_t b^2 = -63,1 \text{ kNm/m} \\
 M_{y_{vs}, sd} &= -0,0260 \times q_u b^2 - 0,0189 \times q_t b^2 = -94,9 \text{ kNm/m}
 \end{aligned}$$

**Verificação do E.L.U. de resistência à flexão**

Altura útil       $d_x = 0,250$  m  
                           $d_y = 0,250$  m

$$\begin{aligned}
 \mu_{x^+} &= 0,033 \quad \rightarrow \quad A_{s, x^+} = 3,90 \text{ cm}^2/\text{m} \\
 \mu_{x_a^+} &= 0,016 \quad \rightarrow \quad A_{s, x^+} = 1,93 \text{ cm}^2/\text{m} \\
 \mu_{y^+} &= 0,013 \quad \rightarrow \quad A_{s, y^+} = 1,54 \text{ cm}^2/\text{m} \\
 \\ 
 \mu_{x^-} &= 0,074 \quad \rightarrow \quad A_{s, x^-} = 9,13 \text{ cm}^2/\text{m} \\
 \mu_{x_a^-} &= 0,050 \quad \rightarrow \quad A_{s_a, x^-} = 6,10 \text{ cm}^2/\text{m} \\
 \mu_{y^-} &= 0,076 \quad \rightarrow \quad A_{s, y^-} = 9,39 \text{ cm}^2/\text{m}
 \end{aligned}$$

**Verificação do E.L.U. de resistência ao esforço transverso**

$$\begin{aligned}
 V_{x, sd} &= 2,200 \times q_u + 1,451 \times q_t = 142,2 \text{ kN/m} \\
 V_{y, sd} &= 2,200 \times q_u + 1,788 \times q_t = 171,8 \text{ kN/m} \\
 \\ 
 V_{rd, x} &= 0,6(1,6-d) \cdot d \cdot \tau_1 = 172,1 \text{ kN/m} \\
 V_{rd, y} &= 0,6(1,6-d) \cdot d \cdot \tau_1 = 172,1 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

### 3.3.6. Gigantes dos Muros de Avenida (G2)

Os gigantes serão dimensionados com base num modelo de consola, na sua área de influência representado na figura seguinte:

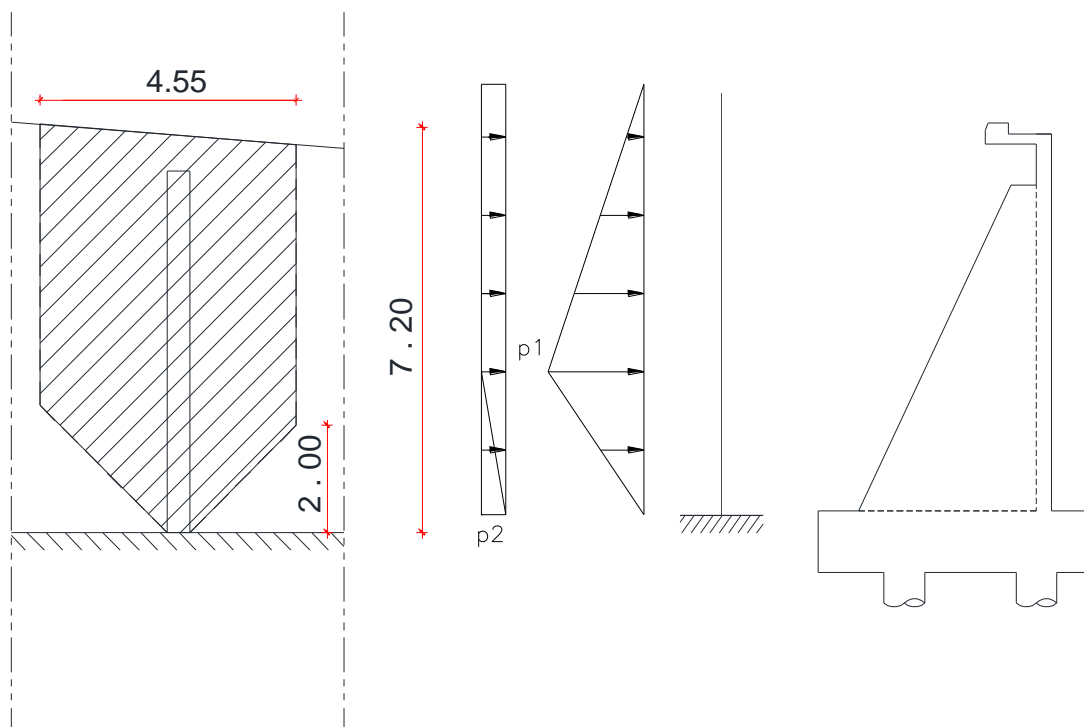


Figura 68 – Gigantes do Muro de Avenida

$$p1 = 0,43 \times 19 \times (7,40 - 1,75) \times 6,08 = 270,7 \text{ kN/m}$$

$$p2 = 0,43 \times 10 \times 6,08 = 26,1 \text{ kN/m}$$

Na figura seguinte apresenta-se o diagrama de momentos flectores de cálculo, bem como as secções onde se verificou a segurança:

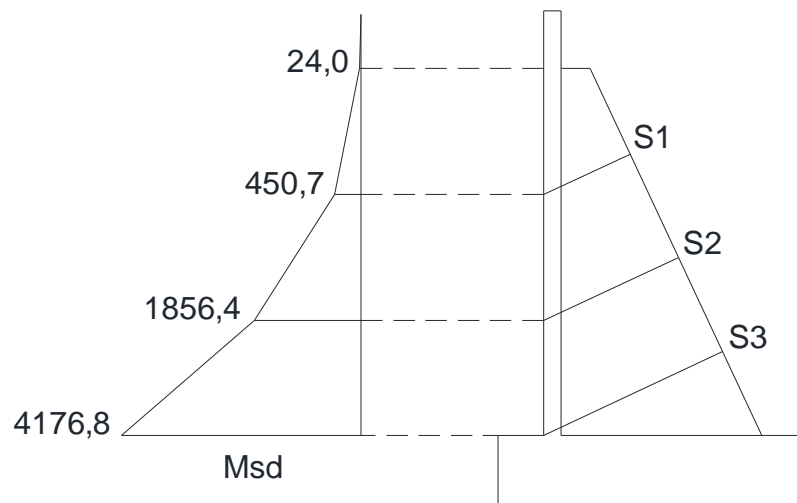


Figura 69 – Momentos Flectores Actuantes no Gigante (G2)

Na figura seguinte apresenta-se as características das secções, sendo necessário determinar a largura do banzo (muro de avenida) que contribui para a resistência.

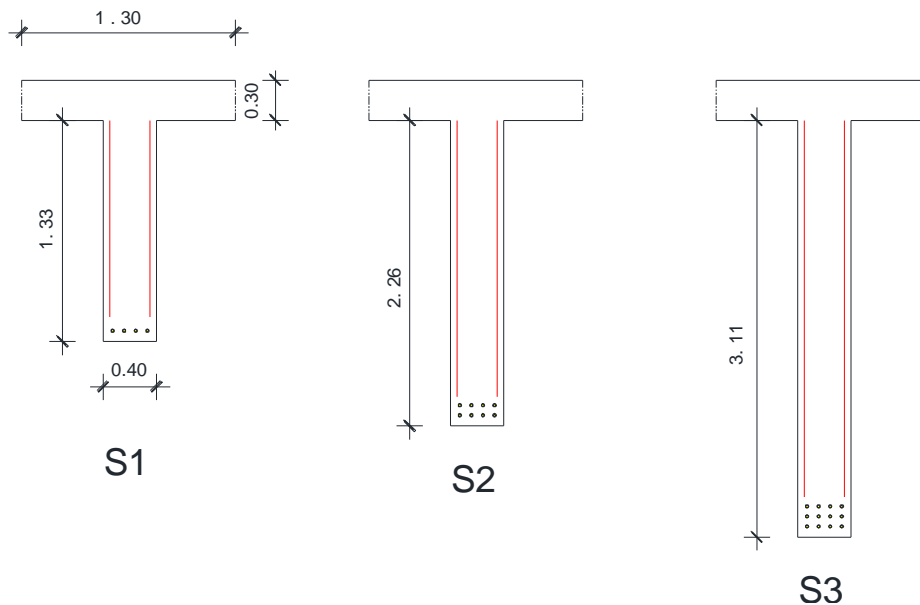


Figura 70 – Secções Transversais do Gigante (G2)

$$L_{\text{banzo}} = L_{\text{alma}} + 2 \times \frac{1}{10} \times \text{distância}_{\text{momento nulo}} = 0,4 + 2 \times \frac{1}{10} \times 6,40 = 1,4 \text{ m}$$

Adoptou-se a largura do banzo como sendo 1,30 m.

No quadro seguinte apresenta-se o cálculo dos momentos resistentes para cada uma das três secções.

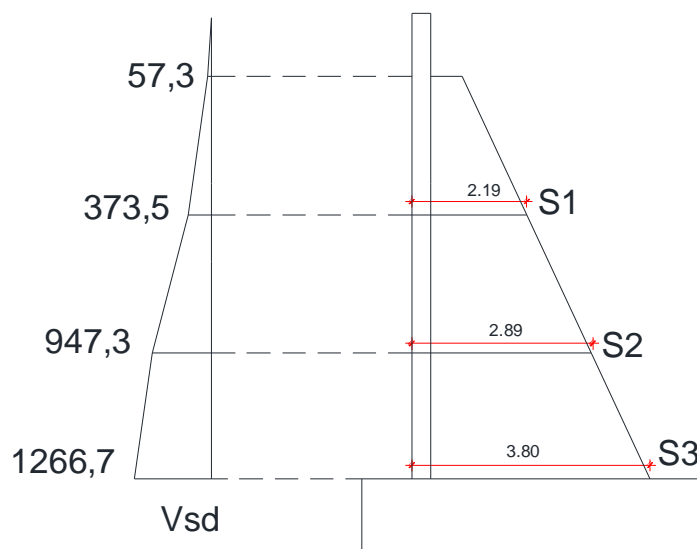
**Quadro 29 – Momentos Resistentes do Gigante (G2)**

Secção	Msd (kNm)	L' Alma (m)	As adoptado	As (cm <sup>2</sup> )	F <sub>s</sub> = F <sub>c</sub> (kN)	z (m)	Mrd (kNm)
S1	450,7	1,33	4Φ25	19,64	854,34	1,51	1294,1
S2	1856,4	2,26	2 x 4Φ25	39,28	1708,68	2,43	4151,2
S3	4176,8	3,11	3 x 4Φ25	58,92	2563,02	3,26	8366,3

Como nas 3 secções analisadas o momento resistente (Mrd) é superior ao momento actuante (Msd) está garantida a segurança ao Estado Limite de Flexão.

#### - E.L. de Esforço Transverso

Na figura seguinte apresentam-se o diagrama de esforço transverso actuante, bem como as secções onde se verificará a segurança.



**Figura 71 – Esforço Transverso Actuante no Gigante (G2)**

O esforço transversal resistente pelo betão ( $V_{cd}$ ) é dado pela seguinte fórmula:

$$V_{cd} = \tau_1 \times b_w \times d$$

A armadura de esforço transversal e suspensão será calculada pela expressão:

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{sd} - V_{cd}}{0,9 \times d \times f_{syd}} + \frac{p_{sd}}{f_{syd}}$$

$p_{sd}$  - Carga a suspender naquela secção.

**Quadro 30 – Cálculo da Armadura de Esforço Transversal do Gigante (G2)**

Secção	$V_{sd}$ (kN)	L (m)	$V_{cd}$ (kN)	$p_{sd}$ (kN/m)	$A_{sw}/s$ (cm <sup>2</sup> /m)
S1	373,5	1,53	622,2	202,2	0,50
S2	947,3	2,56	972,4	319,3	7,08
S3	1266,7	3,5	1292,0	0	0

Adopta-se  $\phi 20//0.20$  (15,71 cm<sup>2</sup>/m)

## 4. Fundações

A fundação de todos os pilares e dos dois encontros da obra contempla a execução de estacas em betão armado moldadas in situ.

No dimensionamento dos maciços de fundação dos pilares teve-se em consideração a capacidade dos mesmos em transmitir os esforços dos pilares para as estacas, idealizando um comportamento de corpo rígido e determinando a localização e quantidade de armaduras a colocar nas zonas traccionadas a partir de modelos do tipo escora-tirante. Nos maciços dos encontros adoptou-se uma malha geral quadrada.

Os esforços actuantes foram determinados para a combinação rara de acções, no caso de acções estáticas, e no caso do sismo considerou-se uma combinação com o sismo não majorado. Na análise dos esforços axiais, o sinal (-) corresponde à tracção.

A cota teórica das estacas foi determinada com base nas sondagens realizadas. Para decidir a cota final da ponta das estacas, o empreiteiro deverá determinar a partir de que cota iniciou a furação da camada definida no projecto como camada de fundação.

## 4.1. Pilares

O dimensionamento geral da fundação de cada pilar é o que se apresenta na figura seguinte:

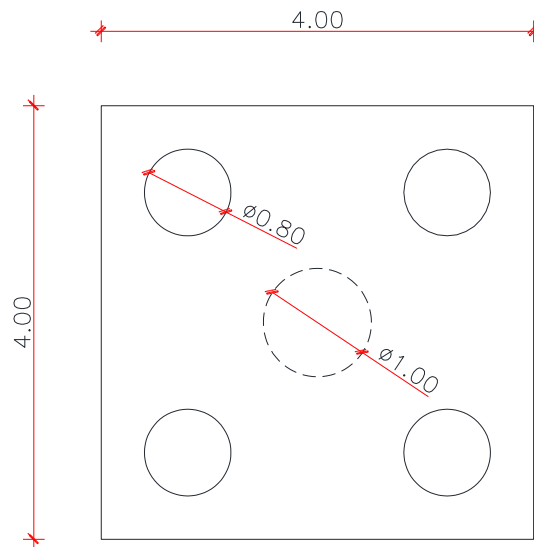


Figura 72 – Planta da Fundação dos Pilares

Foi considerada a execução de dois maciços por cada alinhamento transversal, ou seja um por pilar. Em cada pilar há 4 estacas de  $\Phi$  0,80 m, encabeçadas com um maciço de 4,00 x 4,00 x 1,20 m. Todas as estacas estão igualmente afastadas das estacas mais próximas, em ambas as direcções, de uma distância equivalente a três diâmetros, ou seja 2,40m.

Para determinação do esforço axial das estacas foram contabilizados os esforços normais e os momentos flectores transmitidos pelos pilares, assim como o peso próprio do maciço. No cálculo dos momentos flectores instalados nas estacas considerou-se os esforços transversos transmitidos pelos pilares.

Os esforços actuantes foram determinados para 3 possíveis combinações de acções:

- Combinação Rara
- Combinação Sísmica
- Carga Permanente (peso próprio + restante carga permanente)

As verificações de segurança foram sempre efectuadas com o resultado mais desfavorável das três combinações.

#### 4.1.1. Verificação da Segurança Exterior das Estacas

A capacidade resistente da estaca foi determinada de acordo com o Eurocódigo 7, cujo cálculo é dado por:

$$R_{cd} = \frac{R_{bk}}{\gamma_b} + \frac{R_{sk}}{\gamma_s}$$

$$R_{bk} = \frac{R_{bm}}{1,5}$$

$$R_{sk} = \frac{R_{sm}}{1,5}$$

$$R_{bm} = q_c \times \beta \times A_b$$

$$R_{sm} = \sum (q_{si} \times A_{si})$$

onde:

$R_{cd}$  – Capacidade de carga última da estaca (kN)

$R_{bk}$  – Resistência característica de ponta da estaca (kN)

$R_{sk}$  – Somatório das resistências laterais características devido ao atrito, nas diversas camadas atravessadas pela estaca

$R_{bm}$  – Resistência média de ponta da estaca (kN)

$R_{sm}$  – Somatório das resistências médias devido ao atrito, nas camadas atravessadas (kN)

$q_c$  – Resistência unitária da área na ponta da estaca (kN/m<sup>2</sup>)

$q_{si}$  – Resistência unitária da área ao nível da camada  $i$  (kN/m<sup>2</sup>)

$A_b$  – Área da secção transversal da ponta da estaca (m<sup>2</sup>)

$A_{si}$  – Área lateral da estaca envolvida pela camada  $i$  (m<sup>2</sup>)

$\alpha_i, \beta$  – factores para as camadas de solo, considerados com base na bibliografia (“Tecnologias de Fundações” – Ed. Escola Gustave Eiffel)

$\gamma_b = 1,6$  e  $\gamma_s = 1,3$  – factores parciais de segurança

A capacidade de carga das estacas foi calculada com base nos valores dos SPT das sondagens disponíveis, estabelecendo correlações para os valores de “ $q_c$ ” e “ $q_{si}$ ”, valores esses considerados de forma conservativa.

**Quadro 31 – Valores adoptados para a resistência das estacas**

Camada	h (m)	NSPT	Correlação CPT/SPT	$q_c$ adoptado (MPa)	$q_s$ adoptado (kPa)
1.1	3,4	14	4	-	35
1.2	4	18	5	-	35
1.3	3	18	5	-	35
1.4	5	25	5	-	35
2.1	3	60	5	12,0	35

1.1 - Aluvião Argilosa, acinzentada, com passagens acastanhadas;

1.2 - Aluvião argilo-arenosa, com fracção arenosa de granulometria média, acastanhada a topo, passando a acinzentada para a base;

1.3 - Aluvião argilosa, com vestígios de matéria orgânica, cinzenta escura a negra;

1.4 - Aluvião areno-argilosa, de granulometria média a grosseira, cinzenta escura a negra;

2.1 – Aluvião arenosa; de granulometria grosseira, com sucessivos níveis densos de cascalherias de grande calibre;

Os valores dos esforços axiais apresentados foram comparados com os valores da capacidade de carga calculados de acordo com a formulação anteriormente apresentada e cujos resultados se de seguida.

**Quadro 32 – Cálculo da Resistência Lateral das Estacas**

Camada	h (m)	q <sub>si</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	α <sub>i</sub>	As <sub>i</sub> (m <sup>2</sup> )	R <sub>sm</sub> (kN)
1.1	3,4	35	1	8,55	299,08
1.2	4	35	1	10,05	351,86
1.3	3	35	1	7,54	263,89
1.4	5	35	1	12,57	439,82
2.1	3	35	1	7,540	263,89

Σ            1618,549

$$R_{sk} = \frac{R_{sm}}{1,5} = \frac{1618,55}{1,5} = 1079,03 \text{ kN}$$

$$R_{bm} = q_c \times \beta \times A_b = 12000 \times 1 \times 0,50 = 6031,86 \text{ kN}$$

$$R_{bk} = \frac{R_{bm}}{1,5} = \frac{6031,86}{1,5} = 4021,24 \text{ kN}$$

$$R_{cd} = \frac{R_{bk}}{\gamma_b} + \frac{R_{sk}}{\gamma_s} = \frac{4021,24}{1,6} + \frac{1079,03}{1,3} = 3343,3 \text{ kN}$$

Os esforços axiais nas estacas foram determinados pelo método dos corpos rígidos.

$$N_i = \frac{N_{pilar}}{n^{\circ} \text{ estacas}} \pm M_y \frac{z_i}{\sum (z_i)^2} \pm M_z \frac{y_i}{\sum (y_i)^2}$$

$$N_{min} / estaca = \frac{3901,88}{4} - 2189,4 \times \frac{1,20}{4 \times (1,20)^2} - 1105,19 \times \frac{1,20}{4 \times (1,20)^2} = 287,1 \text{ kN}$$

$$N_{max} / estaca = \frac{8685,03}{4} + 2171,26 \times \frac{1,20}{4 \times (1,20)^2} + 1105,19 \times \frac{1,20}{4 \times (1,20)^2} = 2857,6 \text{ kN}$$

Como os valores da capacidade resistente é superior aos esforço axial máximo nas estacas, considera-se verificada a segurança da capacidade de carga das estacas.

#### 4.1.2. Verificação da Segurança aos Estados Limites Últimos das Estacas

Considerando todos os pilares em ambas as direcções obteve-se o seguinte esforço transversal máximo:

$$V_{estaca} = \frac{V_{pilar}}{n^{\circ} estacas} = \frac{424,65}{4} = 106,2 \text{ kN}$$

O momento flector na cabeça da estaca pode ser dado por (in Deformabilidade das Fundações e sua Consideração no Cálculo das Estruturas, Guy de Castro):

$$M_{e,0} = -0,5 \times \lambda \times V_{e,0}$$

sendo:

$V_{e,0}$  – esforço transversal na cabeça da estaca

$M_{e,0}$  – momento na cabeça da estaca

$\lambda$  – parâmetro que tem em conta a reacção do solo, que é dado por:

$$\lambda = \left( \frac{4 \times EI}{K} \right)^{0,25}$$

$k$  – módulo de reacção do solo:

$$k = 0,50 \times E_s$$

$E_s$  – Módulo de elasticidade do solo

Considerando,

$$E_s = 25,0 \text{ MPa}$$

$$V_{e,0} = 106,2 \text{ kN}$$

$$D = 0,80 \text{ m}$$

$$E = 30,5 \text{ GPa}$$

$$I = 0,020 \text{ m}^4$$

obteve-se:

$$\lambda = \left( \frac{4 \times EI}{K} \right)^{0,25} = \left( \frac{4 \times 30,5 \times 0,020}{0,5 \times 25000} \right)^{0,25} = 3,75 \text{ m}$$

$$M_{e,0} = -0,5 \times \lambda \times V_{e,0} = -0,5 \times 3,75 \times 106,2 = 198,7 \text{ kNm}$$

Considera-se que o momento e o esforço transverso máximos são obtidos na cabeça da estaca.

Para determinar o momento resistente da estaca recorreu-se a uma folha de cálculo de flexão composta, já previamente testada.

Materiais		(MPa)
Betão	$f_{cd}$	16,7
Aço	$f_{syd}$	435,0

N	M
(kN)	(kNm)
-287,1	198,7

Características	Exterior
Diâmetro (m)	0,80
Armadura (cm <sup>2</sup> )	32,2
Recobrimento eixo (cm)	0,1
N° de varões	16 $\Phi$ 16

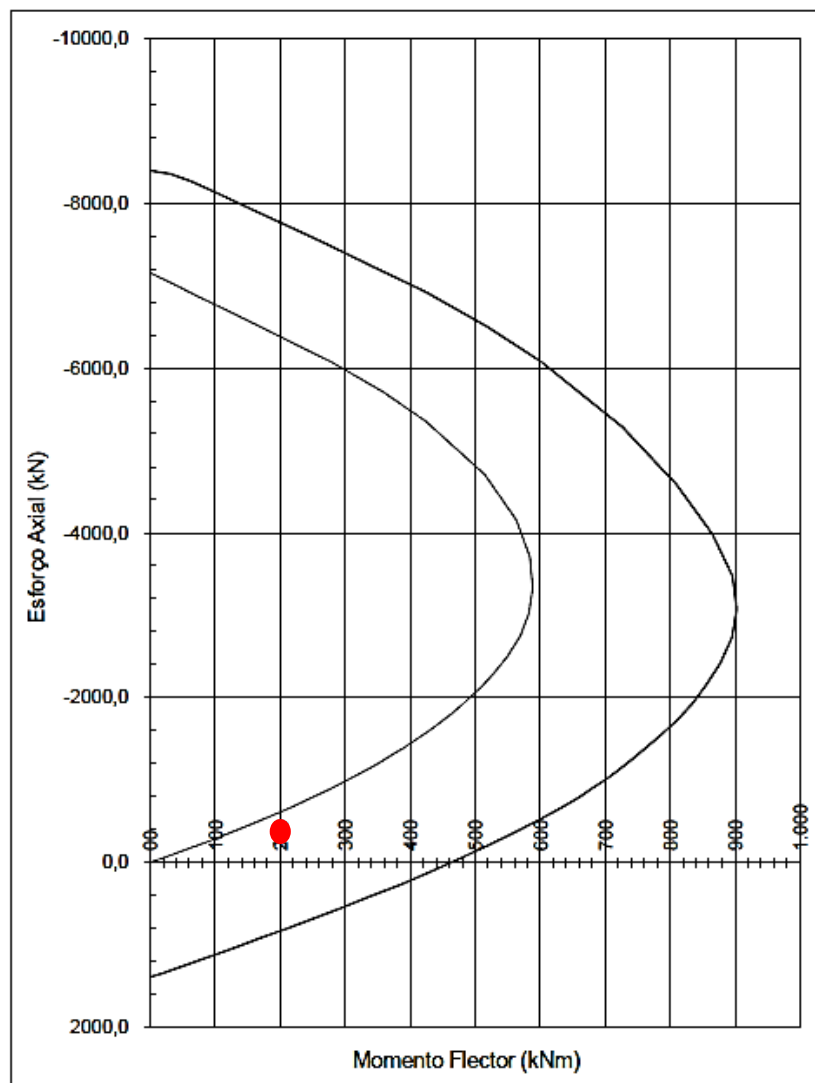


Figura 73 – Momento Resistente das Estacas dos Pilares

Como o nosso par actuante de momento flector e esforço normal está compreendido pela linha dada pelo momento flector resistente (em função do esforço axial), está verificada a segurança da estaca ao ELU de flexão.

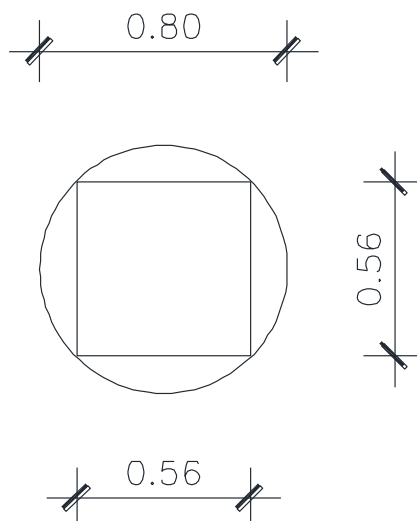
**Adopta-se 16 $\phi$ 16 (32,20 cm<sup>2</sup>)**

#### - E.L. de Esforço Transverso

O esforço transverso de cálculo já foi calculado no ponto anterior.

$$V_{sd} = 106,20 \text{ kN}$$

Tratando-se de uma secção circular, a largura ( $b_w$ ) e a altura útil ( $d$ ) serão substituídas por uma secção rectangular aproximada. As dimensões do rectângulo são determinadas de tal forma que o rectângulo se insira por completo na secção circular.



**Figura 74 – Secção Transversal das Estacas dos Pilares**

$$V_{cd} = \tau_1 \times b_w \times d = 0,75 \times 0,56 \times 0,56 = 235,2 \text{ kN}$$

$$V_{wd} = 0,9 \times d \times \frac{A_{sw}}{s} \times f_{syd} = 0,9 \times 0,56 \times 5,65 \times 435 = 123,9 \text{ kN}$$

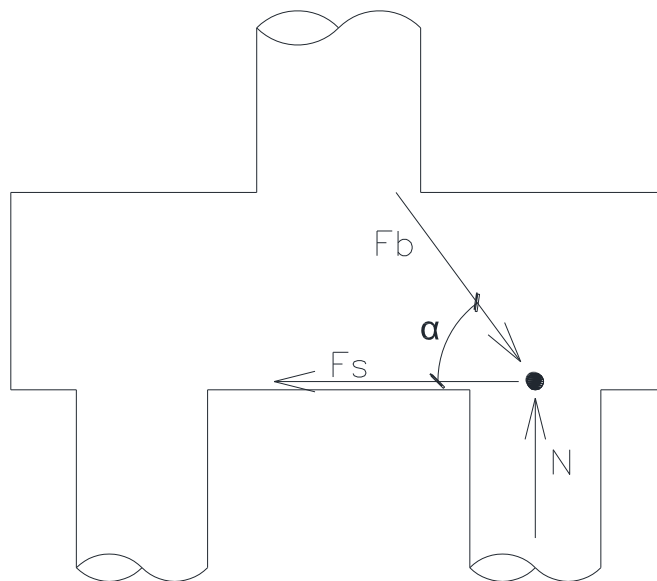
**A<sub>sw</sub> adoptado:  $\Phi 12//0,20$  (1R) = 5,65 cm<sup>2</sup>/m**

$$V_{RD} = 235,2 + 123,9 = 359,1 \text{ kN}$$

Como  $V_{RD} > V_{SD}$ , está garantida a segurança ao E.L. de Esforço Transverso.

### 4.1.3. Verificação da Segurança do Maciço

Recorrendo a um modelo de escoras e tirantes, através do equilíbrio do nó, a armadura inferior do maciço é igual a :



**Figura 75 – Modelo de Cálculo do Maciço dos Pilares**

$$F_s = F_b \times \cos \alpha$$

$$N = F_b \times \operatorname{sen} \alpha$$

Divide-se a primeira equação pela segunda, obtém-se:

$$\frac{F_s}{N} = \frac{1}{\operatorname{tg} \alpha} \quad (=\Rightarrow) \quad F_s = \frac{N}{\operatorname{tg} \alpha}$$

Considerando

$$N \text{ estaca} = 2857,6 \text{ kN}$$

$$L \text{ biela} = 1,43 \text{ m}$$

$$H \text{ maciço} = 1,20 \text{ m}$$

$$d = 1,10 \text{ m}$$

$$\operatorname{tg}(\alpha) = 0,77$$

$$F_s = \frac{N}{\operatorname{tg} \alpha} = \frac{2857,6}{0,77} = 3714,87 \text{ kN}$$

$$F_{sx} = F_{sy} = \sqrt{\left(\frac{F_s^2}{2}\right)} = 2626,81 \text{ kN}$$

$$A_{s \ x,y} = \frac{F_s}{f_{syd}} = \frac{2626,81}{435} = 60,4 \text{ cm}^2$$

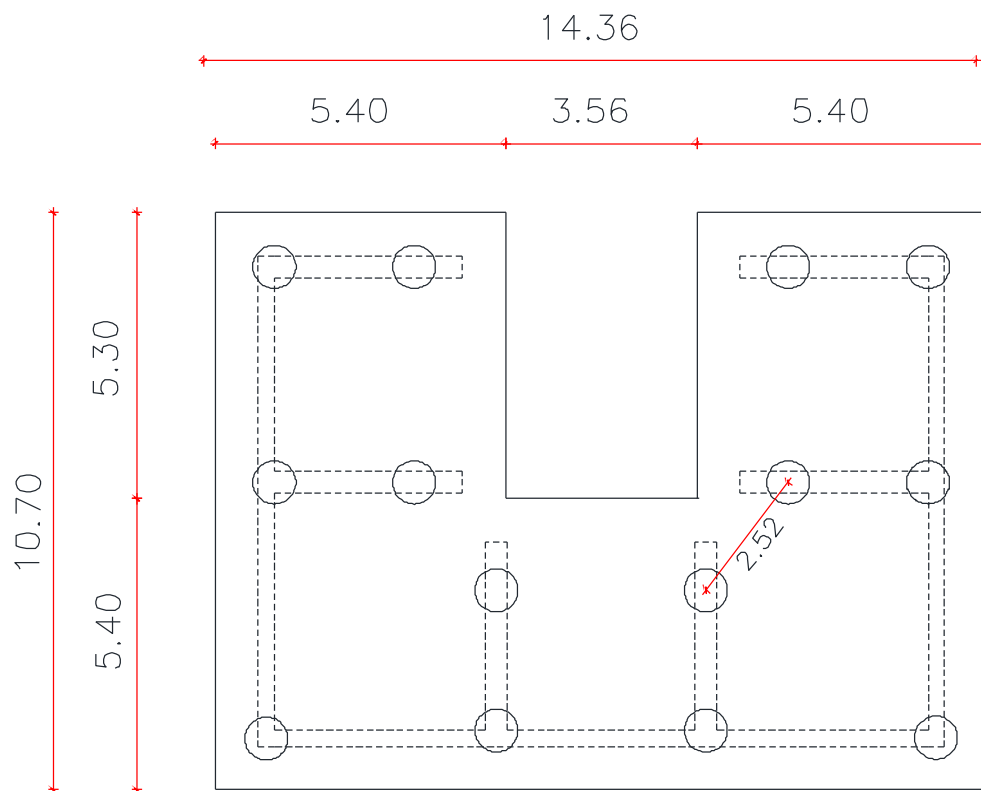
**As adoptado: 2 x 8Φ25 = 78,56 cm<sup>2</sup>**

Esta armadura será colocada sob a estaca na face inferior, nas restantes zonas e face superior colocou-se varões Φ20, afastados de 0,20 m.

## 4.2. Encontros

Para as fundações dos encontros seguiu-se o mesmo tipo de raciocínio, utilizando o mesmo tipo de verificações e modelos, que se seguiu nas fundações dos pilares.

O dimensionamento geral da fundação de cada encontro é o que se apresenta na figura seguinte:



**Figura 76 – Planta das Fundações dos Encontros**

Para a fundação dos encontros utilizaram-se estacas idênticas à dos pilares (excepto as armaduras), estacas em betão armado  $\Phi 0,80\text{m}$  moldadas in situ. Foram adoptadas catorze estacas, duas por gigante e duas nas uniões do muro de testa com os muros de avenida.

Todas as estacas estão igualmente afastadas das estacas mais próximas, em ambas as direcções, de uma distância mínima equivalente a três diâmetros, ou seja 2,40m. Houve especial atenção a posicionar as estacas de forma respeitar a distância que está indicada de 2,52m. O maciço tem distâncias aproximadas de 14,36 x 10,70 x 1,20 m, havendo uma reentrância de 3,56 x 5,30 m.

Para determinação do esforço axial das estacas foram contabilizados os esforços normais e os momentos flectores transmitidos pelos aparelhos de apoio provenientes do tabuleiro, assim como o peso próprio dos encontros e maciços. No cálculo dos momentos flectores instalados nas estacas considerou-se os esforços provocados pelos impulsos horizontais das terras.

Os esforços actuantes foram determinados para 4 possíveis combinações de acções:

- Combinação Rara
- Combinação Sísmica
- Carga Permanente (peso próprio + restante carga permanente)
- Impulsos devido às terras

As verificações de segurança foram sempre efectuadas com o resultado mais desfavorável das quatro combinações.

#### **4.2.1. Verificação da Segurança Exterior das Estacas**

Uma vez que os aparelhos de apoio nos encontros libertam as rotações, não foi considerado qualquer momento na verificação final da compressão das estacas, por isso a compressão na estaca depende apenas do esforço axial transmitido pelo tabuleiro e pelo peso do encontro e das terras.

N tabuleiro<sub>min</sub> = 1745,54 kN

N tabuleiro<sub>max</sub> = 5520,39 kN

PP encontros = 7408,43 kN

PP terras = 15107,50 kN

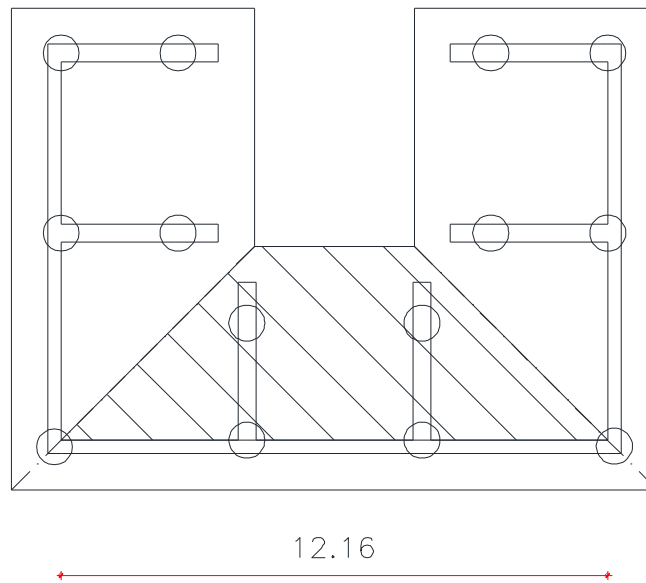
$$N_{min} / estaca = \frac{N_{min}}{n^{\circ} estacas} = \frac{1745,54 + 7408,43 + 15107,50}{14} = 1732,96 \text{ kN}$$

$$N_{max} / estaca = \frac{N_{max}}{n^{\circ} estacas} = \frac{5520,39 + 7408,43 + 15107,50}{14} = 2002,59 \text{ kN}$$

Como o esforço axial máximo determinado é inferior à capacidade de carga resistente da estaca (Rcd = 3343,3 kN), determinado nas fundações dos pilares, considera-se verificada a segurança exterior das estacas dos encontros.

#### **4.2.2. Verificação da Segurança aos Estados Limites Últimos das Estacas**

Para determinar o esforço transversal na base do maciço/cabeça das estacas, foram considerados os impulsos horizontais das terras. Foram analisadas 3 áreas, e a mais gravosa é a área indicada.



**Figura 77 – Área dos impulsos**

$$H_{\text{terras}} = 7,20 \text{ m}$$

$$L = 12,16 \text{ m}$$

$$q_{\text{terras}} = 58,8 \text{ kN/m (impulso triangular)}$$

$$V_{\text{impulsos}} = H_{\text{terras}} \times L \times q = 7,20 \times 12,16 \times 58,8 = 2575,08 \text{ kN}$$

$$V_{\text{estaca}} = \frac{V_{\text{impulsos}}}{n^{\circ} \text{ estacas}} = \frac{2575,08}{6} = 429,2 \text{ kN}$$

O momento flector na cabeça da estaca pode ser dado por (in Deformabilidade das Fundações e sua Consideração no Cálculo das Estruturas, Guy de Castro):

$$M_{e,0} = -0,5 \times \lambda \times V_{e,0}$$

sendo:

$V_{e,0}$  – esforço transversal na cabeça da estaca

$M_{e,0}$  – momento na cabeça da estaca

$\lambda$  – parâmetro que tem em conta a reacção do solo, que é dado por:

$$\lambda = \left( \frac{4 \times EI}{K} \right)^{0,25}$$

k – módulo de reacção do solo:

$$k = 0,50 \times E_s$$

Es – Módulo de elasticidade do solo

Considerando,

$$E_s = 25,0 \text{ MPa}$$

$$V_{e,0} = 106,2 \text{ kN}$$

$$D = 0,80 \text{ m}$$

$$E = 30,5 \text{ GPa}$$

$$I = 0,020 \text{ m}^4$$

obteve-se:

$$\lambda = \left( \frac{4 \times EI}{K} \right)^{0,25} = \left( \frac{4 \times 30,5 \times 0,020}{0,5 \times 25000} \right)^{0,25} = 3,75 \text{ m}$$

$$M_{e,0} = -0,5 \times \lambda \times V_{e,0} = -0,5 \times 3,75 \times 429,2 = 803,2 \text{ kNm}$$

Considera-se que o momento e o esforço transverso máximos são obtidos na cabeça da estaca.

Para determinar o momento resistente da estaca recorreu-se a uma folha de cálculo de flexão composta, já previamente testada.

Materiais		(MPa)
Betão	$f_{cd}$	16,7
Aço	$f_{syd}$	435,0

N	M
(kN)	(kNm)
-1733,0	803,2

Características	Exterior
Diâmetro (m)	0,80
Armadura (cm <sup>2</sup> )	62,8
Recobrimento eixo (cm)	0,1
Nº de varões	20 $\Phi$ 20

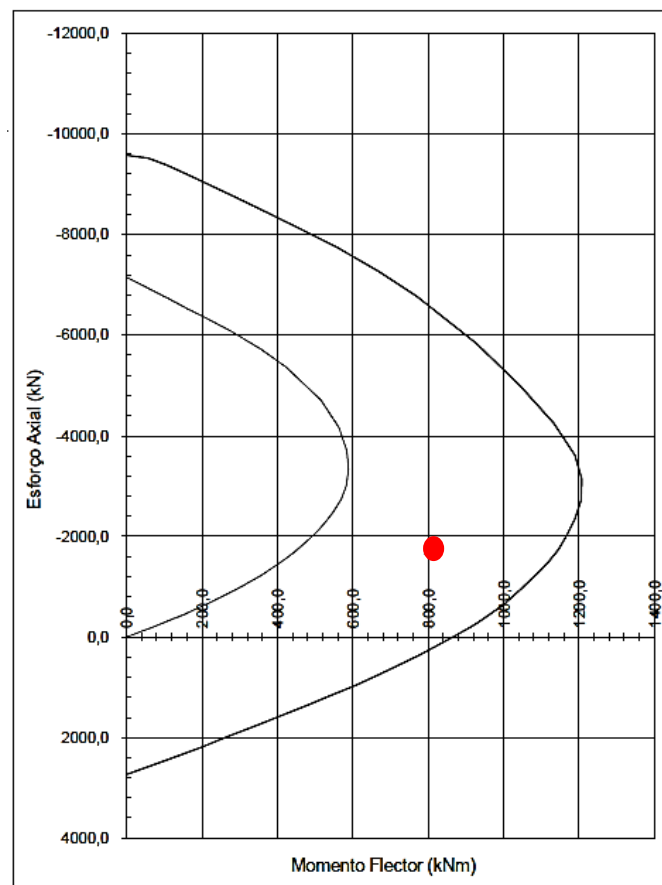


Figura 78 – Momento Resistente das Estacas dos Encontros

Como o nosso par actuante de momento flector e esforço normal está compreendido pela linha dada pelo momento flector resistente (em função do esforço axial), está verificada a segurança da estaca ao ELU de flexão.

**Adopta-se 20 $\phi$ 20 (62,80 cm<sup>2</sup>)**

### - E.L. de Esforço Transverso

O esforço transverso de cálculo já foi calculado no ponto anterior.

$$V_{sd} = 429,18 \text{ kN}$$

Adoptou-se a mesma secção transversal das estacas dos pilares, como tal, o esforço transverso resistente já foi explicado anteriormente.

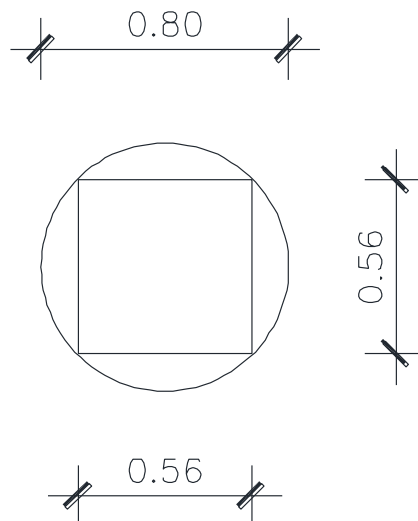


Figura 79 – Secção Transversal das Estacas dos Encontros

$$V_{cd} = \tau_1 \times b_w \times d = 0,75 \times 0,56 \times 0,56 = 235,2 \text{ kN}$$

$$V_{wd} = 0,9 \times d \times \frac{A_{sw}}{s} \times f_{syd} = 0,9 \times 0,56 \times 11,30 \times 435 = 247,7 \text{ kN}$$

**As adoptado:  $\Phi 12//0,10$  (1R) = 11,30 cm<sup>2</sup>/m**

$$V_{RD} = 235,2 + 247,7 = 482,9 \text{ kN}$$

Como  $V_{RD} > V_{SD}$ , está garantida a segurança ao EL de Esforço Transverso.

### 4.2.3. Verificação da Segurança do Maciço

Os esforços no maciço são relativamente pequenos, em virtude dos muros e gigantes transmitirem as cargas directamente às estacas. Em todo o caso, convém verificar os esforços no maciço devidos a um eventual assentamento do terreno de fundação, caso em que o maciço terá de suportar o peso das terras sobre o mesmo.

$$H_{\text{terras}} = 7,20 \text{ m}$$

$$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$$

$$q_{\text{terras}} = 1,50 \times 7,20 \times 19 = 205,2 \text{ kN/m}$$

L = 4,80 m, foi considerada a maior distância entre duas estacas.

$$M_{sd} = \frac{p \times L^2}{8} = \frac{205,2 \times 4,8^2}{8} = 591,0 \text{ kNm}$$

$$h = 1,20 \text{ m};$$

$$d = 1,10 \text{ m};$$

$$b = 1,00 \text{ m};$$

$$C30/37;$$

$$A500;$$

$$A_{s\text{min}} = 14,40 \text{ cm}^2/\text{m};$$

$$\mu = 0.024;$$

$$\omega = 0.025;$$

$$A_s = 12,65 \text{ cm}^2/\text{m};$$

**Adopta-se malha quadrada # $\phi$ 20//0.20 (15,71 cm<sup>2</sup>/m)**

## 5. Aparelhos de Apoio e Juntas de Dilatação

### 5.1. Aparelhos de Apoio

Os aparelhos de apoio nos encontros são moveis na direcção longitudinal e fixos na direcção transversal. Nos pilares P1 e P5 são fixos em ambas as direcções. Nos restantes pilares têm uma ligação monolítica no tabuleiro.

Para o dimensionamento dos aparelhos de apoio, nos quadros seguintes apresentam-se as reacções de cada acção individual transmitidas pelo tabuleiro.

Os esforços devido à acção sísmica foram divididos pelo coeficiente de comportamento ( $q=2,0$ ), no entanto os deslocamentos não foram divididos pelo coeficiente, ou seja, aparecem com o seu valor original.

Foi analisada a combinação rara de acções, com três acções variáveis de base:

- Sobrecarga Rodoviária

$$G + SC_{rodoviária} + 0,5 \times SC_{temperaturas}$$

- Sobrecarga das Temperaturas (VUT + VDT)

$$G + SC_{temperatura} + 0,4 \times SC_{rodoviária}$$

- Acção Sísmica

$$G + Sismo + 0,3 \times SC_{temperaturas}$$

onde,

G, CP – Cargas Permanentes (já inclui as restantes cargas permanentes)

SC – Sobrecarga Rodoviária

Sismo – Acção Sísmica

VUT – Variação Uniforme de Temperatura

VDT – Variação Diferencial de Temperatura

### 5.1.1. Pilares

- Pilares P1 (fixos)

**Quadro 33 – Aparelhos de Apoio nos Pilares P1**

	F Vertical (kN)	F Transversal (kN)	F Longitudinal (kN)
CP	2884,81	0	59,12
SC	1146,19	10,21	5,87
Sismo	82,03	38,81	95,2
VUT	11,39	0	59,44
VDT	192,76	0	0

$$F_{vertical} = 2884,81 + 1146,19 + 0,5 \times (11,39 + 192,76) = 4133,08 \text{ kN}$$

$$F_{transversal} = 0 + 38,81 + 0,3 \times (0) = 38,81 \text{ kN}$$

$$F_{longitudinal} = 59,12 + 95,20 + 0,3 \times (59,44 + 0) = 172,15 \text{ kN}$$

- Pilares P5 (fixos)

**Quadro 34 – Aparelhos de Apoio nos Pilares P5**

	F Vertical (kN)	F Transversal (kN)	F Longitudinal (kN)
CP	2885,96	0	61,39
SC	1146,52	7,72	5,87
Sismo	52,27	37,12	101,03
VUT	15,02	0	61,64
VDT	192,74	0	0

$$F_{vertical} = 2885,96 + 1146,52 + 0,5 \times (15,02 + 192,74) = 4136,36 \text{ kN}$$

$$F_{transversal} = 0 + 37,12 + 0,3 \times (0) = 37,12 \text{ kN}$$

$$F_{longitudinal} = 61,39 + 101,03 + 0,3 \times (61,64 + 0) = 180,91 \text{ kN}$$

Devido à simetria da obra em relação aos dois encontros, os esforços nos pilares P1 e P5 são próximos, visto que têm praticamente a mesma altura e se encontram à mesma distância do centro da obra. Como tal para o dimensionamento dos aparelhos de apoio dos pilares fixos adoptou-se os seguintes valores:

$$F_{vertical} = 5000 \text{ kN}$$

$$F_{transversal} = 100 \text{ kN}$$

$$F_{longitudinal} = 250 \text{ kN}$$

## 5.1.2. Encontros

### - Encontro E1 (Móvel)

Este tipo de apoio é caracterizado por duas forças e um deslocamento.

**Quadro 35 – Forças nos Aparelhos de Apoio no Encontro E1**

	F Vertical (kN)	F Transversal (kN)
CP	1025,4	0
SC	609,59	288,49
Sismo	15,35	165,9
VUT	1,58	0
VDT	164,3	0

$$F_{vertical} = 1025,40 + 609,59 + 0,5 \times (1,58 + 164,30) = 1717,93 \text{ kN}$$

$$F_{transversal} = 0 + 288,49 + 0,5 \times (0) = 288,49 \text{ kN}$$

**Quadro 36 – Deslocamento nos Aparelhos de Apoio no Encontro E1**

	Deslocamento Longitudinal (mm)
Efeitos Diferidos	+ 39,7
SC	0
Sismo	± 27,2
VUT	± 11,6

Deslocamento Longitudinal

$$\text{Encurtamento do tabuleiro} = 39,7 + 27,2 + 0,3 \times 11,6 = 70,4 \text{ mm}$$

$$\text{Alongamento do tabuleiro} = 27,2 + 0,3 \times 11,6 = 30,7 \text{ mm}$$

Os deslocamentos para os efeitos diferidos foram obtidos através da aplicação de uma variação uniforme de temperatura equivalente. Este valor de temperatura equivalente foi determinada em 51,17°C e aplicada no SAP2000. O cálculo do valor da temperatura encontra-se no ANEXO D.

**- Encontro E2 (Móvel)**

**Quadro 37 – Forças nos Aparelhos de Apoio no Encontro E2**

	F Vertical (kN)	F Transv (kN)
CP	1025,92	0
SC	611,54	42,34
Sismo	13,55	159,09
VUT	2,25	0
VDT	164,3	0

$$F_{vertical} = 1025,92 + 611,54 + 0,5 \times (2,35 + 164,30) = 1720,74 \text{ kN}$$

$$F_{transversal} = 0 + 159,09 + 0,3 \times (0) = 159,09 \text{ kN}$$

**Quadro 38 – Deslocamento nos Aparelhos de Apoio no Encontro E2**

	Deslocamento Longitudinal (mm)
Efeitos Diferidos	- 39,0
SC	0
Sismo	± 27,2
VUT	± 11,4

Deslocamento Longitudinal

$$\text{Encurtamento do tabuleiro} = 39,0 + 27,2 + 0,3 \times 11,4 = 69,6 \text{ mm}$$

$$\text{Alongamento do tabuleiro} = 27,2 + 0,3 \times 11,4 = 30,6 \text{ mm}$$

Para o dimensionamento dos aparelhos de apoio dos encontros adoptou-se os seguintes valores:

$$F_{vertical} = 2000 \text{ kN}$$

$$F_{transversal} = 350 \text{ kN}$$

A amplitude total do movimento longitudinal será de  $70,4 + 30,7 = 101,1$  mm; Adopta-se  $100 + 50$  o que dá uma amplitude total de 150 mm.

A posição da lâmina de aço será definida aquando da construção do tabuleiro, pois depende da temperatura ambiente que se verifique na altura da instalação.

## 5.2. Juntas de Dilatação

As juntas de dilatação deverão permitir os deslocamentos já calculados no ponto anterior

- Máximo fecho da junta: 30,7 mm → 50 mm

- Máxima abertura da junta: 70,4 mm → 100 mm

Amplitude total: 150 mm

## 6. Conclusões Finais

Este Trabalho de Projecto foi realizado com a regulamentação nacional em vigor, nomeadamente o RSA e o REBAP, resultando num projecto de execução de um viaduto rodoviário, que cumpre todas as exigências e pressupostos inerentes a um projecto desta natureza, de forma a garantir todas as condições de segurança, durabilidade e conforto para os utilizadores.

Com a realização deste projecto percebeu-se que uma das acções condicionantes para um Viaduto Rodoviário é a Sobrecarga Rodoviária, através das cargas distribuídas ou até mesmo pelo veículo tipo. O pré-esforço também é uma acção importante, principalmente na fase construtiva, em que a estrutura ainda não foi carregada e há que ter especial atenção com a descompressão. Assim como a acção sísmica tem um papel importante no dimensionamento dos pilares.

Este trabalho foi essencialmente académico, mas o principal objectivo deste trabalho foi conseguido, que era encetar uma aproximação àquilo que será a vida profissional, permitindo o desenvolvimento e a aplicação de muitos conhecimentos adquiridos ao longo de 5 anos de curso.

## 7. Referências Bibliográficas

- RSA; “Regulamento de Segurança e Acções para estruturas de Edifícios e Pontes”; Decreto-Lei nº 235/83.
- REBAP; “Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado”; Decreto-Lei nº 349-c/83.
- NP EN 1992-1-1:2010; “Eurocódigo 2 – Projecto de estruturas de betão”.
- NP EN 1997-1-1:2010; “Eurocódigo 7 – Projecto geotécnico”.
- Jacinto, Luciano – Elementos da disciplina “Betão Estrutural III”, ISEL.
- Trancoso Vaz, Carlos e Jacinto, Luciano – Elementos da disciplina “Pontes e Viadutos”, ISEL.
- Appleton, Júlio e Marchão, Carla – “Pré-Esforço”. Folhas de apoio às aulas, IST.
- Castro, Guy de – “Acerca do Projecto de Fundações em Estacas de Betão Armado”, LNEC.
- EN 10138-3; “Prestressing Steel”

### Documentos Consultados:

- Catálogo de Pré-Esforço – “Freyssinet Prestressing”;

### Sites Consultados:

- <http://civil.ist.utl.pt/~luisg/rsa.htm> (Espectros de Resposta em Período).

---

# ANEXOS

## Lista de Anexos

- A. Relatório Geotécnico
- B. Pré – Esforço
- C. Perdas Diferidas do Pré – Esforço
- D. Cálculo da Variação Uniforme da Temperatura Equivalente aos Efeitos Diferidos
- E. Estado Limite de Descompressão:
  - i. Curto Prazo
  - ii. Longo Prazo
  - iii. Fases Construtivas
- F. Estado Limite de Largura de Fendas
  - i. Curto Prazo
  - ii. Longo Prazo
- G. Estado Limite de Flexão (Longo Prazo)
- H. Estado Limite de Esforço Transverso
- I. Estado Limite de Torção
- J. Espectros de Resposta

## Lista de Peças Desenhadas

1. Esboço Corográfico
2. Planta e Perfil Longitudinal
3. Planta e Alçado
4. Planta de Fundações e Corte Longitudinal
5. Encontros – Dimensionamento
6. Tabuleiro – Dimensionamento
7. Pilares – Dimensionamento e Armaduras
8. Encontros – Armaduras
9. Tabuleiro – Armaduras
10. Pré – Esforço
11. Pormenores
12. Faseamento Construtivo