

ESTUDO DO TABULEIRO DE UM VIADUTO DE BETÃO PRÉ-ESFORÇADO CONSTRUÍDO TRAMO A TRAMO COM VÃOS DE 90M

MICAELA MAIO FLORES MORIM

Relatório de Projecto submetido para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS

Orientador: Professor Doutor Pedro Álvares Ribeiro do Carmo
Pacheco

SETEMBRO DE 2008

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2007/2008

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil – 2007/2008 – Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2008*.

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respectivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão electrónica fornecida pelo respectivo Autor.

Aos meus pais.

AGRADECIMENTOS

Ao concluir este trabalho expresso aqui o meu reconhecimento a todos aqueles que através da sua disponibilidade, compreensão e afecto contribuíram para a realização deste trabalho

Ao Professor Pedro Pacheco, meu orientador científico, expresso meu agradecimento pelo acompanhamento do trabalho, pelo ensinamento de uma postura objectiva na resolução de problemas e pelas palavras de encorajamento e motivação na fase final do mesmo.

Agradeço ao Eng.º Pedro Borges, imprescindível na realização deste trabalho, pela partilha de conhecimentos, pela prontidão e simpatia no esclarecimento de dúvidas e pela revisão crítica e cuidada do texto.

Apresento o meu agradecimento ao gabinete de projectos Armando Rito Engenharia, S.A., na pessoa da Eng.ª Susana Bispo, pela disponibilidade em fornecer todos os elementos necessários sobre o Viaduto da Pipa.

Ao Professor Mário Pimentel, exprimo aqui o meu agradecimento pela sua prontidão e disponibilidade para esclarecer algumas dúvidas que surgiram durante a realização do trabalho.

Agradeço também aos colegas e amigos da Faculdade de Engenharia pela troca de ideias e ambiente de convívio que proporcionaram ao longo desta etapa.

Ao Edu, desejo exprimir a minha sincera gratidão pela paciência, compreensão e encorajamento nos momentos de menor ânimo.

Agradeço especialmente aos meus pais, Isabel e Delfim, que sempre me incentivaram e apoiaram de forma incondicional ao longo da minha vida.

RESUMO

O aparecimento da técnica de pré-esforço impulsionou de forma inegável o desenvolvimento das pontes de betão, permitindo a concretização de soluções estruturais mais esbeltas e capazes de vencer maiores vãos. Inevitavelmente, este desenvolvimento envolveu a evolução dos processos construtivos de tabuleiros de pontes.

Os sistemas de controlo activo, com aplicações conhecidas noutras áreas da engenharia, estão finalmente a conhecer aplicação na engenharia civil e nomeadamente nos processos construtivos de tabuleiros de pontes.

O pré-esforço orgânico é exemplo de um sistema de controlo activo de estruturas, cuja aplicação a cimbres autolancáveis permitiu o alargamento da gama de vãos de utilização destes equipamentos, possibilitando a construção tramo a tramo de pontes até cerca de 90m de vão.

Nesta dissertação, é apresentado o estudo do tabuleiro de uma ponte rodoviária de 90m de vão, construído tramo a tramo, e baseado numa obra real construída pelo método dos avanços sucessivos, o Viaduto da Pipa. O estudo aborda a evolução longitudinal da secção transversal, nomeadamente as quantidades de materiais necessárias à materialização do tabuleiro (betão e armaduras activa e passiva). Por fim, efectua-se uma análise comparativa de quantidades relativamente à obra real.

Com este propósito, apresenta-se um resumo dos métodos construtivos de pontes com foco nos seus domínios de aplicação e forma de processamento da construção, com a vista à compreensão dos esforços que se instalam no tabuleiro durante as várias fases construtivas.

PALAVRAS-CHAVE: Pontes, Métodos Construtivos, Tabuleiro, Pré-Esforço.

ABSTRACT

The emergence of prestressing promoted the development of concrete bridges in an undeniable way, enabling the achievement of slender structural solutions with larger spans. Inevitably, this development entailed the evolution of bridge construction methods.

Active control systems, with known applications in other areas of engineering, are at last being applied in civil engineering and notably in bridge construction methods.

Organic Prestressing is an example of an active control system of structures, whose application to movable scaffolding systems allowed the extension of the span range of such equipments, enabling span by span construction of concrete bridge decks up to 90m span length.

This dissertation presents the analysis of a 90m span road bridge deck, built span by span, and based on a balanced cantilever construction real work, Pipa's Viaduct. The analysis comprises the cross section longitudinal evolution, in particular, the amount of materials required for the materialization of the deck (concrete, reinforcement and prestressing steel quantities). Finally, a comparative analysis of quantities relatively to the real work is carried out.

With this purpose, a brief summary of bridge construction methods is presented, with focus on their application domains and construction procedures, aiming to understand the evolution of deck internal forces during the various stages of construction.

KEY WORDS: Bridges, Construction Methods, Deck, Prestressing Steel.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	I
RESUMO	III
ABSTRACT	V

1. INTRODUÇÃO	1
1.1. ENQUADRAMENTO	1
1.2. OBJECTIVOS	3
1.3. ORGANIZAÇÃO E CONTEÚDO DOS CAPÍTULOS	4

2. PROCESSOS CONSTRUTIVOS DE PONTES DE BETÃO ARMADO E PRÉ-ESFORÇADO: INFLUÊNCIA NA CONCEPÇÃO E CÁLCULO DO TABULEIRO	5
2.1. NOTA INTRODUTÓRIA	5
2.2. MÉTODOS CONSTRUTIVOS DE PONTES	6
2.2.1. Cimbre ao solo	6
2.2.1.1. Descrição e campo de aplicação	6
2.2.1.2. Equipamento	7
2.2.1.3. Esforços desenvolvidos no tabuleiro durante a construção.....	7
2.2.2. Cimbre autolançável	9
2.2.2.1. Descrição e campo de aplicação	9
2.2.2.2. Equipamento	10
2.2.2.3. Cimbre autolançável superior.....	10
2.2.2.4. Cimbre autolançável inferior.....	11
2.2.2.5. Esforços desenvolvidos no tabuleiro durante a construção.....	12
2.2.3. Avanços sucessivos	13
2.2.3.1. Descrição e campo de aplicação	13
2.2.3.2. Equipamento	16
2.2.3.3. Esforços desenvolvidos no tabuleiro durante a construção.....	17
2.2.4. Lançamento incremental.....	18
2.2.4.1. Descrição e campo de aplicação	18
2.2.4.2. Equipamento	19

2.3. MÉTODOS CONSTRUTIVOS APLICADOS A PONTES COM VÃOS DE 90M	23
2.3.1. Métodos tradicionais.....	23
2.3.2. Cimbres autolançáveis com pré-esforço orgânico	23
2.3.2.1. Generalidades	23
2.3.2.2. Cimbres autolançáveis com OPS até 65m de vão	25
2.3.2.3. Cimbres autolançáveis com OPS para 70 a 90m de vão.....	26

3. ESTUDO DO TABULEIRO CONSTRUÍDO TRAMO A TRAMO COM BASE NUMA OBRA REAL – VIADUTO DA PIPA

3.1. DESCRIÇÃO DA SOLUÇÃO REAL – CONSTRUÍDA POR AVANÇOS SUCESSIVOS	31
3.1.1. Descrição.....	31
3.1.2. Localização.....	32
3.1.3. Rasante	32
3.1.4. Perfil transversal.....	32
3.1.5. Superestrutura.....	32
3.1.6. Plataforma	32
3.1.7. Tabuleiros	32
3.1.8. Materiais	33
3.1.9. Classe da Obra de Arte	34
3.1.10. Critérios de verificação da segurança	34
3.1.11. Processo construtivo	34
3.2. PRESSUPOSTOS DE CÁLCULO E DIMENSIONAMENTO – TABULEIRO CONSTRUÍDO TRAMO A TRAMO	34
3.2.1. Materiais	34
3.2.2. Acções	35
3.2.3. Combinações de acções	37
3.2.4. Simplificações e efeitos desprezados	37
3.2.5. Programa de cálculo.....	37
3.3. PRÉ-DIMENSIONAMENTO	40
3.3.1. Pré-dimensionamento da secção transversal	40
3.3.1.1. Campo de aplicação de secções transversais em betão armado em função do vão	40
3.3.1.2. Expressões empíricas de pré-dimensionamento de secções em caixão	42
3.3.1.3. Secção transversal – 1. ^a aproximação.....	47

3.3.2. Pré-Dimensionamento do pré-esforço	60
3.3.2.1. Traçado dos cabos – soluções tipo	60
3.3.2.2. Pré-dimensionamento da força de pré-esforço em estado limite de serviço	61
3.3.2.3. Pré-dimensionamento da força de pré-esforço em estado limite último	64
3.3.2.4. Traçado dos cabos – solução adoptada	66
3.4. DIMENSIONAMENTO	68
3.4.1. Dimensionamento da secção transversal	68
3.4.1.1. Verificação do esforço transversal no banzo superior	68
3.4.1.2. Verificação do momento reduzido no banzo superior	75
3.4.1.3. Verificação da resistência das almas nas zonas de ancoragem	78
3.4.2. Dimensionamento do pré-esforço	88
3.4.2.1. Dimensionamento da força de pré-esforço	88
3.4.2.2. Traçado dos cabos	90
3.4.3. Dimensionamento da armadura passiva	91
3.4.3.1. Armaduras longitudinais	91
3.4.3.2. Armaduras transversais	99
3.4.3.3. Armaduras das zonas de ancoragem	104
3.5. APRESENTAÇÃO DE RESULTADOS	115
3.5.1. Diagramas de esforços	115
3.5.2. Perdas de pré-esforço	118
3.5.3. Tensões nos cabos de pré-esforço	119
3.5.4. Tensões no betão	120
3.5.5. Deslocamentos verticais do tabuleiro	121
3.6. PEÇAS DESENHADAS	122
3.6.1. Secção transversal	122
3.6.2. Armaduras passivas	122
3.6.3. Traçado prático dos cabos de pré-esforço	123
3.6.4. Armaduras das zonas de ancoragem	123
 4. ANÁLISE COMPARATIVA DE QUANTIDADES SOLUÇÃO EXISTENTE/SOLUÇÃO PROPOSTA	 125
4.1. NOTA INTRODUTÓRIA	125
4.2. QUANTIFICAÇÃO DOS MATERIAIS APLICADOS	125

4.2.1. Solução real.....	125
4.2.2. Solução estudada.....	126
4.2.3. Análise comparativa	127
4.2.3.2. Betão	127
4.2.3.3. Armadura passiva.....	127
4.2.3.4. Armadura de pré-esforço.....	128
4.2.3.4. Análise global	128

5. CONCLUSÕES E FUTUROS DESENVOLVIMENTOS

5.1. CONCLUSÕES	131
------------------------------	------------

5.2. FUTUROS DESENVOLVIMENTOS	131
--	------------

BIBLIOGRAFIA.....	133
--------------------------	------------

ANEXOS

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 1.1 – Dados estatísticos sobre pontes existentes [1].....	2
Fig. 1.2 – Dados estatísticos sobre pontes existentes [2].....	2
Fig. 1.3 – Diagramas de momentos flectores na viga inferior na fase de betonagem: a) Sem OPS, b) Com OPS [4]	3
Fig. 2.1 – Cimbra ao solo (Viadutos do Seda e Chocanal IC–13 Alter do Chão/ Portalegre) [6]	6
Fig. 2.2 – Trelças apoiadas nos pilares [8].....	6
Fig. 2.3 – Alçado frontal de cimbra ao solo (Viadutos do Seda e Chocanal IC–13 Alter do Chão/ Portalegre) [6].....	7
Fig. 2.4 – Diagramas de momentos flectores: a) vãos uniformes, b) vãos interiores uniformes e exteriores com 80% dos interiores	8
Fig. 2.5 – Esquema do faseamento construtivo de um viaduto construído com cimbra ao solo: a) Processo construtivo; b) Diagrama qualitativo de momentos devidos ao peso próprio do tabuleiro	8
Fig. 2.6 – Exemplo de um cimbra superior em fase de lançamento [10].....	10
Fig. 2.7 – Esquema transversal de um cimbra superior: a) Posição de betonagem, b) Posição de lançamento [11].....	11
Fig. 2.8 – Cimbra autolancável inferior [10]	11
Fig. 2.9 – Consolas de apoio fixas ao pilar [10]	12
Fig. 2.10 – Esquema transversal de um cimbra inferior: a) Posição de betonagem, b) Posição de lançamento [11].....	12
Fig. 2.11 – Esquema do faseamento construtivo de um viaduto construído com cimbra autolancável: a) Processo construtivo; b) Diagrama qualitativo de momentos devidos ao peso próprio do tabuleiro	13
Fig. 2.12 – Construção por avanços sucessivos (Ponte Miguel Torga).....	14
Fig. 2.13 – Aduela zero (Ponte Miguel Torga)	14
Fig. 2.14 – Sistemas de equilíbrio das consolas.....	15
Fig. 2.15 – Ligação do tabuleiro aos maciços de fundação por intermédio de cabos de pré-esforço (Ponte Miguel Torga).....	15
Fig. 2.16 – Construção da aduela de fecho (Ponte Miguel Torga)	15
Fig. 2.17 – Desenho esquemático dos cabos das consolas.....	16
Fig. 2.18 – Sistemas de construção por avanços sucessivos [7]	17
Fig. 2.19 – Esquema de construção <i>in situ</i> por avanços sucessivos com carros de avanço [13].....	17
Fig. 2.20 – Esquema do faseamento construtivo de um viaduto construído por avanços sucessivos: a) Processo construtivo; b) Diagrama qualitativo de momentos devidos ao peso próprio do tabuleiro	18
Fig. 2.21 – Construção por lançamento incremental [15]	18

Fig. 2.22 – “Fábrica” de construção do tabuleiro (Taiwan High Speed Rail C215).....	20
Fig. 2.23 – Cilindros hidráulicos para empurre do tabuleiro [17].....	20
Fig. 2.24 – “Avant-bec” (Kemena Bridge Malaysia) [18]	21
Fig. 2.25 – Exemplo de construção com pilares provisórios [19].....	21
Fig. 2.26 – Esquema do processo de execução do tabuleiro por lançamento incremental [18].....	22
Fig. 2.27 – Esquema do faseamento construtivo de um viaduto construído por deslocamentos sucessivos: a) Processo construtivo; b) Diagrama qualitativo de momentos devidos ao peso próprio do tabuleiro	22
Fig. 2.28 – Domínio de aplicação de métodos construtivos <i>in situ</i> de pontes de betão [8]	23
Fig. 2.29 – Cenário de rotura de um cembre autolanzável com pré-esforço convencional [5]	24
Fig. 2.30 – a) Ancoragem Orgânica e actuador. b) Cabos e escoras de desvio na posição de betonagem [3].....	24
Fig. 2.31 – Traçado dos cabos de pré-esforço do cembre da Ponte do Rio Sousa [3]	25
Fig. 2.32 – Inserção física dos elementos do sistema de controlo [3]	25
Fig. 2.33 – Representação 3D do equipamento M1 [5].....	26
Fig. 2.34 – Representação esquemática dos elementos constituintes do equipamento M1 [4]	27
Fig. 2.35 – Desenho esquemático da operação de avanço do M1 [4].....	29
Fig. 3.1 –Viaduto da Pipa	31
Fig. 3.2 –Secções Transversais do tabuleiro	33
Fig. 3.3 –Ancoragem VSL tipo EC.....	35
Fig. 3.4 –Sobrecarga distribuída + sobrecarga transversal linear.....	36
Fig. 3.5 –Representação das cargas do veículo tipo	36
Fig. 3.6 –Organograma do módulo “ESTRUTURA”	38
Fig. 3.7 –Organograma do módulo “ESTRUTURA_PF”.	39
Fig. 3.8 –Representação esquemática das grandezas	41
Fig. 3.9 –Representação das dimensões de uma secção em caixão (posposta de Schlaich) [26]	43
Fig. 3.10 – Representação das dimensões de uma secção em caixão (proposta de Calgaró) [27]	43
Fig. 3.11 – Representação das dimensões de uma secção em caixão (proposta da SETRA) [28]	45
Fig. 3.12 – Espessura mínima da alma para garantir boas condições e ancoragem dos cabos.....	46
Fig. 3.13 – Espessura mínima do banzo inferior para garantir boas condições e ancoragem dos cabos	47
Fig. 3.14 – a) Representação do gousset superior, b) Representação do gousset inferior.....	47
Fig. 3.15 – Representação esquemática da plataforma.....	48
Fig. 3.16 – Secção transversal – 1. ^a aproximação	50

Fig. 3.17 – Secções de verificação	50
Fig. 3.18 – Condições de apoio do banzo superior de caixões unicelulares [33]	51
Fig. 3.19 – Modelo simplificado das consolas do banzo superior	51
Fig. 3.20 – Distância mínima do veículo ao bordo da consola	51
Fig. 3.21 – Posições consideradas para o veículo tipo: a) Posição 1, b) Posição 2, c) Posição 3	52
Fig. 3.22 – Modelo simplificado de degradação de cargas concentradas [38]	53
Fig. 3.23 – Esforço transversal devido ao veículo tipo calculado na secção S_v da consola por métodos simplificados	55
Fig. 3.24 – Acção do peso próprio na consola do banzo superior	55
Fig. 3.25 – Modelo simplificado do vão interior do banzo superior	56
Fig. 3.26 – Momento flector positivo no vão interior do banzo superior devido ao peso próprio	56
Fig. 3.27 – Posições do veículo tipo	57
Fig. 3.28 – Momento flector positivo no vão interior do banzo superior devido ao veículo tipo	59
Fig. 3.29 – Secção transversal – 2. ^a aproximação	60
Fig. 3.30 – Traçado parabólico iniciado em cada tramo	61
Fig. 3.31 – Traçado parabólico com continuidade	61
Fig. 3.32 – Traçado rectilíneo de reforço	61
Fig. 3.33 – Acção do peso próprio sobre um vão tipo de 90m	62
Fig. 3.34 – Momento flector devido ao peso próprio sobre um vão tipo de 90m	62
Fig. 3.35 – Curvatura dos cabos na proximidade dos apoios [33]	62
Fig. 3.36 – Representação esquemática das grandezas em análise	63
Fig. 3.37 – Notação para estimativa inicial da armadura activa numa viga caixa	65
Fig. 3.38 – Esquema de ancoragem hipotética de 13 cabos de 22 cordões por alma	66
Fig. 3.39 – Esquema de ancoragem hipotética de 8 cabos de 37 cordões por alma	67
Fig. 3.40 – Secção transversal – 3. ^a aproximação	68
Fig. 3.41 – Perspectiva tridimensional do modelo da consola do banzo superior	69
Fig. 3.42 – Secções de verificação do esforço transversal na consola do banzo superior	69
Fig. 3.43 – Posições consideradas para o veículo tipo	70
Fig. 3.44 – Posições consideradas para a sobrecarga concentrada nos passeios	70
Fig. 3.45 – Esforço transversal na secção 1 para a combinação 1, VT1	71
Fig. 3.46 – Redução do valor de pico	71
Fig. 3.47 – Espessura mínima e espessura adoptada	72
Fig. 3.48 – Secção transversal – 4. ^a aproximação	73

Fig. 3.49 – Perspectiva tridimensional do modelo da laje superior da secção transversal.....	73
Fig. 3.50 – Secções de verificação do esforço transverso na laje do banzo superior	74
Fig. 3.51 – Posições consideradas para o veículo tipo	74
Fig. 3.52 – Diagrama de momento flector no banzo superior	76
Fig. 3.53 – Espessuras mínima e óptima para o vão interior do banzo superior	77
Fig. 3.54 – Espessuras mínima e óptima para o vão interior do banzo superior	77
Fig. 3.55 – Secção transversal – 5. ^a aproximação.....	78
Fig. 3.56 – Distribuição de cálculo para áreas sujeitas a forças concentradas [37]	78
Fig. 3.57 – Representação esquemática do traçado do cabo para um vão tipo de 90 m.....	80
Fig. 3.58 – Representação do referencial considerado.....	80
Fig. 3.59 – Representação do esquema de ancoragem dos cabos de traçado parabólico.....	82
Fig. 3.60 – Representação das áreas A_0 e A_1 de uma ancoragem.....	82
Fig. 3.61 – Área de distribuição efectiva	84
Fig. 3.62 – Aproximação linear da resistência à compressão sobre compressão triaxial axissimétrica [36]	85
Fig. 3.63 – Área efectivamente cintada no plano perpendicular à aplicação da força.....	85
Fig. 3.64 – Área efectivamente cintada no plano paralelo à aplicação da força.....	86
Fig. 3.65 – Valores aproximados de α_n e α_s [36].....	86
Fig. 3.66 – Esquema da armadura de cintagem	87
Fig. 3.67 – Armaduras de cintagem na zona de ancoragem dos cabos de traçado parabólico	88
Fig. 3.68 – Distribuição de vãos adoptada	89
Fig. 3.69 – Representação gráfica do traçado teórico dos cabos de pré-esforço.....	90
Fig. 3.70 – Definição de l_o , para o cálculo do banzo efectivo	91
Fig. 3.71 – Banzo efectivo sobre os pilares.....	91
Fig. 3.72 – Diagrama de momentos flectores de cálculo	92
Fig. 3.73 – Equilíbrio de forças em estado limite último na secção de apoio	93
Fig. 3.74 – Equilíbrio de forças em estado limite último na secção de meio vão.....	94
Fig. 3.75 – Representação esquemática de A_{ct} na secção de meio vão	95
Fig. 3.76 – Representação esquemática de A_{ct} na secção sobre os pilares	96
Fig. 3.77 – Diagrama de esforço transverso actuante	97
Fig. 3.78 – Esquema da distribuição longitudinal da armadura de esforço transverso	99
Fig. 3.79 – Perspectiva tridimensional do modelo de casca utilizado no cálculo das armaduras transversais do banzo superior	99

Fig. 3.80 – Diagrama de momentos flectores actuantes – combinação de momento flector negativo máximo	100
Fig. 3.81 – Translação do diagrama de momentos sobre o apoio direito	100
Fig. 3.82 – Representação das secções de cálculo da armadura de momentos negativos	100
Fig. 3.83 – Posição do veículo tipo para a combinação de momento flector positivo máximo.....	102
Fig. 3.84 – Diagrama de momentos flectores actuantes – combinação de momento flector positivo máximo	102
Fig. 3.85 – Modelo simplificado de cálculo do banzo inferior para a secção de meio vão	103
Fig. 3.86 – Diagrama de momento flector actuante no banzo inferior da secção de meio vão.....	103
Fig. 3.87 – Diagrama de momento flector actuante no banzo inferior da secção sobre os pilares.....	103
Fig. 3.88 – Esquema da zona de ancoragem dos cabos de 37 cordões.....	104
Fig. 3.89 – Fases de aplicação do pré-esforço (cabos de 37 cordões): a) 1 carga aplicada por alma; b) 2 cargas aplicadas por alma; c) 3 cargas aplicadas por alma; d) 4 cargas aplicadas por alma	105
Fig. 3.90 – Representação das forças de tracção para o caso de 1 força aplicada (cabos de 37 cordões).....	105
Fig. 3.91 – Representação esquemática das áreas de armadura para o caso de 1 carga aplicada (cabos de 37 cordões).....	106
Fig. 3.92 – Representação das forças de tracção para o caso de 2 forças aplicadas (cabos de 37 cordões).....	106
Fig. 3.93 – Representação esquemática das áreas de armadura para o caso de 2 cargas aplicadas (cabos de 37 cordões).....	107
Fig. 3.94 – Representação das forças de tracção para o caso de 3 forças aplicadas (cabos de 37 cordões).....	108
Fig. 3.95 – Representação esquemática das áreas de armadura para o caso de 3 cargas aplicadas	109
Fig. 3.96 – Representação das forças de tracção para o caso de 4 forças aplicadas	109
Fig. 3.97 – Representação esquemática das áreas de armadura para o caso de 4 cargas aplicadas	110
Fig. 3.98 – Representação esquemática da “envolvente” de armaduras das ancoragens	110
Fig. 3.99 – Representação esquemática da “envolvente” de áreas de armaduras (ancoragem + esforço transversal) necessárias	110
Fig. 3.100 – Esquema dos maciços de ancoragem dos cabos rectilíneos superiores	112
Fig. 3.101 – Fases de aplicação do pré-esforço rectilíneo superior dos 4 cabos ancorados a 4,5m do pilar: a) 1 carga aplicada por alma; b) 2 cargas aplicadas por alma; c) 3 cargas aplicadas por alma; d) 4 cargas aplicadas por alma	112
Fig. 3.102 – Armadura por cabo de 19 cordões a distribuir numa profundidade de 0.54m	113
Fig. 3.103 – Diagrama de esforço transversal da acção permanente (kN)	115

Fig. 3.104 – Digrama da envolvente de esforços transversos da sobrecarga distribuída + transversal (kN)	115
Fig. 3.105 – Digrama da envolvente de esforços transversos do veículo tipo (kN)	115
Fig. 3.106 – Diagrama de esforço transverso equilibrado pelo pré-esforço (kN).....	116
Fig. 3.107 – Diagrama de esforço transverso de cálculo (kN)	116
Fig. 3.108 – Diagrama de momentos flectores da acção permanente (kNm).....	116
Fig. 3.109 – Diagrama da envolvente de momentos flectores da sobrecarga (kNm)	117
Fig. 3.110 – Diagrama de momentos flectores equilibrados pelo pré-esforço (kNm)	117
Fig. 3.111 – Diagrama de momentos flectores do pré-esforço vs carga permanente (kNm)	117
Fig. 3.112 – Percentagem de perdas nos cabos parabólicos	118
Fig. 3.113 – Percentagem de perdas nos cabos rectos superiores	118
Fig. 3.114 – Percentagem de perdas nos cabos rectos inferiores	118
Fig. 3.115 – Tensão nos cabos parabólicos (MPa)	119
Fig. 3.116 – Tensão nos cabos rectilíneos superiores (MPa)	119
Fig. 3.117 – Tensão nos cabos rectilíneos inferiores (MPa)	119
Fig. 3.118 – Tensão nos cabos rectilíneos inferiores (MPa)	120
Fig. 3.119 – Tensões no betão para as acções permanentes iniciais (peso próprio e pré-esforço) ..	120
Fig. 3.120 – Tensões no betão para as acções da combinação quase-permanente	121
Fig. 3.121 – Tensões no betão para as acções da combinação frequente	121
Fig. 3.122 – Tensões no betão para as acções da combinação característica	121
Fig. 3.123 – Deformações para as acções da combinação quase-permanente	122
Fig. 3.124 – Deformações para as acções permanentes.....	122
Fig. 4.1 –Redução percentual de quantidades dos materiais	129
Fig. 4.2 –Redução percentual de custo dos materiais	129

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 3.1 – Propriedades dos cordões	34
Quadro 3.2 – Características do sistema de pré-esforço VSL tipo EC.....	35
Quadro 3.3 – Valores das cargas e afastamentos do veículo tipo	36
Quadro 3.4 – Valores do parâmetro de eficiência para secções correntes [24]	41
Quadro 3.5 – Gama de vãos aplicável a secções correntes de pontes rodoviárias.....	42
Quadro 3.6 – Dimensões mínimas de secções em caixão [26].....	43
Quadro 3.7 – Expressões de pré-dimensionamento da altura da secção [27].....	44
Quadro 3.8 – Expressões de pré-dimensionamento das espessuras da secção [27].....	44
Quadro 3.9 – Expressões de pré-dimensionamento da altura da secção [28].....	45
Quadro 3.10 – Expressões de pré-dimensionamento das espessuras da secção [28].....	45
Quadro 3.11 – Largura de distribuição das cargas do veículo tipo para determinação do esforço transversal no apoio da consola	54
Quadro 3.12 – Largura de distribuição das cargas do veículo tipo para determinação do momento flector positivo no vão interior do banzo superior.....	58
Quadro 3.13 – Momento flector na secção de meio vão de um tramo de 90m simplesmente apoiado.....	65
Quadro 3.14 – Estimativa das áreas de pré-esforço.....	66
Quadro 3.15 – Espessura mínima e adoptada para cada secção da consola	72
Quadro 3.16 – Espessura mínima e adoptada para cada secção da consola	75
Quadro 3.17 – Propriedades do betão.....	89
Quadro 3.18 – Propriedades do pré-esforço.....	89
Quadro 3.19 – Armadura de pré-esforço para o vão intermédio	90
Quadro 3.20 – Parâmetros das equações das parábolas constituintes do traçado prático	90
Quadro 3.21 – Armadura transversal de cálculo do banzo superior.....	101
Quadro 3.22 – Larguras de distribuição das cargas para o caso de 1 força aplicada (cabos de 37 cordões).....	105
Quadro 3.23 – Larguras de distribuição das cargas para o caso de 2 forças aplicadas (cabos de 37 cordões).....	106
Quadro 3.24 – Larguras de distribuição das cargas para o caso de 3 forças aplicadas (cabos de 37 cordões).....	108
Quadro 3.25 – Larguras de distribuição das cargas para o caso de 4 forças aplicadas (cabos de 37 cordões).....	109
Quadro 3.26 – Caso de 1 força aplicada (ancoragem de 4 cabos superiores 19 cordões)	112
Quadro 3.27 – Caso de 2 forças aplicadas (ancoragem de 4 cabos superiores 19 cordões).....	113

Quadro 3.28 – Caso de 3 forças aplicadas (ancoragem de 4 cabos superiores 19 cordões)	113
Quadro 3.29 – Caso de 4 forças aplicadas (ancoragem de 4 cabos superiores 19 cordões)	113
Quadro 3.30 – Caso de 1 força aplicada (ancoragem de 2 cabos superiores 19 cordões).....	114
Quadro 3.31 – Caso de 2 forças aplicadas (ancoragem de 2 cabos superiores 19 cordões)	114
Quadro 3.32 – Caso de 1 forças aplicada (ancoragem de 2 cabos inferiores de 19 cordões).....	114
Quadro 3.33 – Caso de 2 forças aplicadas (ancoragem de 2 cabos inferiores de 19 cordões)	114
Quadro 3.34 – Condições de verificação da tensão no betão	120
Quadro 3.35 – Estados limites de deformação a considerar em pontes rodoviárias.....	122
Quadro 4.1 – Mapa de medições da solução real.....	125
Quadro 4.2 – Custos unitários dos materiais da solução real.....	126
Quadro 4.3 – Mapa de medições da solução estudada.....	126
Quadro 4.4 – Custos unitários dos materiais da solução estudada	127
Quadro 4.5 – Comparação de betão do tabuleiro para um vão de 90m.....	127
Quadro 4.6 – Comparação de betão do tabuleiro da totalidade da obra	127
Quadro 4.7 – Comparação de aço do tabuleiro para um vão de 90m	127
Quadro 4.8 – Comparação de aço do tabuleiro da totalidade da obra	127
Quadro 4.9 – Comparação de aço de pré-esforço do tabuleiro para um vão de 90m.....	128
Quadro 4.10 – Comparação de aço de pré-esforço do tabuleiro na totalidade da obra	128
Quadro 4.11 – Comparação de quantidades de materiais do tabuleiro para um vão de 90m	128
Quadro 4.12 – Comparação de quantidades de materiais do tabuleiro para totalidade da obra	128
Quadro 4.13 – Comparação de custos de materiais do tabuleiro para um vão de 90m.....	129
Quadro 4.14 – Comparação de custos de materiais do tabuleiro para totalidade da obra.....	129
Quadro 4.15 – Comparação global entre a solução real e a solução estudada	130

SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

a_i – parâmetro da equação de uma parábola i

al – valor da translação do diagrama de momentos

A – área de uma secção

A_{ct} – área de betão traccionado imediatamente antes da formação da primeira fenda

A_d – armadura de distribuição

A_p – Área do cabo de pré-esforço

$A_{p,l}$ – área de pré-esforço no apoio esquerdo

$A_{p,r}$ – área de pré-esforço no apoio direito

$A_{p,m}$ – área de pré-esforço no o meio vão

$A_{s,min}$ – área mínima das armaduras para betão armado na zona traccionada

A_s – área da secção duma armadura

A_0 – área sobre a qual se exerce directamente a força

A_1 – maior área delimitada por um contorno fictício contido no contorno da peça e com o mesmo centro de gravidade de A_0

b – largura de uma secção

b_i – larguras de uma secção em caixão; ou parâmetro da equação de uma parábola i

b_{eff} – largura efectiva do banzo de uma secção

b_w – largura da alma de uma secção

c_i – parâmetro da equação de uma parábola i

d – altura útil de uma secção

e – espessura, ou excentricidade de uma cabo de pré-esforço

E_c – módulo de elasticidade do betão

E_p – módulo de elasticidade do aço de pré-esforço

f – flecha de um cabo

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

$f_{ck,c}$ – valor característico da tensão de rotura do betão cintado à compressão

$f_{cm}(t)$ – valor médio da tensão de rotura do betão à compressão à idade t em dias

f_{cm} – valor médio da tensão de rotura do betão aos 28 dias de idade

$f_{ct,eff}$ – valor médio da resistência do betão à tracção à data em que se prevê que se possam formar as primeiras fendas

f_{ctk} – valor característico da tensão de rotura do betão à tracção simples

f_{cm} – valor médio da tensão de rotura do betão à tracção simples

f_{yd} – valor de cálculo da tensão limite convencional de proporcionalidade a 0,2% à tracção do aço das armaduras ordinárias

f_{yk} – valor da tensão de cedência à tracção do aço das armaduras de betão armado

f_{puk} – valor característico da tensão de rotura do aço de pré-esforço

$f_{p0,1k}$ – valor característico da tensão limite convencional de proporcionalidade a 0,1%

F – força concentrada

F_{Sd} – valor de cálculo duma força actuante

G_k – valor característico de uma acção permanente

h – altura da secção

I – momento de inércia de uma secção

k – coeficiente que considera o efeito das tensões não uniformes auto-equilibradas; ou relação entre o pré-esforço sobre os pilares e a meio vão; ou desvio angular parasita.

k_c – coeficiente que tem em conta a distribuição de tensões na secção

L – vão de um elemento estrutural

M_d^0 – momento actuante em estado limite último na secção de meio vão de uma viga equivalente simplesmente apoiada;

$M_{R,l}$ – momento resistente da secção sobre o apoio esquerdo

$M_{R,m}$ – momento resistente da secção de meio vão

$M_{R,r}$ – momento resistente da secção sobre o apoio direito

M_{pp} – momento flector devido ao peso próprio

M_{rev} – momento flector devido aos revestimentos

M_{sob} – momento flector devido à sobrecarga

M_{Sd} – valor de cálculo do momento flector actuante

M_{iso} – parcela isostática do momento flector devido ao pré-esforço

M_{hiper} – parcela hiperestática do momento flector devido ao pré-esforço

N – esforço normal

p_{cRd} – valor de cálculo da pressão local a que o betão pode resistir

q – sobrecarga distribuída

Q_k – valor característico duma acção variável

R_i – raio de uma parábola parábola i

s – afastamento das cintas, ou coeficiente que depende do tipo de cimento,

$S_{l,max}$ – afastamento longitudinal máximo das cintas

$S_{t,max}$ – afastamento transversal máximo das cintas

t – idade do betão em dias

t_i – espessuras de uma secção em caixão

t^{ts} – espessura da laje superior

t^{bs} – espessura da laje inferior

$V_{Rd,c}$ – valor de cálculo do esforço transversal resistente do elemento sem armadura de esforço transversal

$V_{Rd,max}$ – valor de cálculo do esforço transversal resistente máximo do elemento, limitado pelo esmagamento das escoras comprimidas.

$V_{Rd,s}$ – valor de cálculo do esforço transversal equilibrado pela armadura de esforço transversal na tensão de cedência.

V_{Ed} – valor de cálculo do esforço transversal actuante

x – abcissa

y – abcissa

z – braço do binário das forças interiores em flexão

Δ – deslocamento

γ_{gi} – coeficiente de segurança relativo às acções permanentes excepto pré-esforço

γ_{qi} – coeficiente de segurança relativo às acções variáveis

ψ – designação dos coeficientes dos valores reduzidos das acções

α – ângulo formado pela armadura de esforço transversal com o eixo da viga, ou factor de redução que expressa a área efectiva de betão

α_n – factor de redução que expressa a área efectiva de betão num plano perpendicular à força aplicada

α_s – factor de redução que expressa a área efectiva de betão num plano paralelo à força aplicada

α_{cw} – coeficiente que tem em conta o estado de tensão no banzo comprimido

$\beta_{cc}(t)$ – coeficiente que depende da idade do betão t

Δs – reentrada dos órgãos de ancoragem

θ – ângulo formado pela escora comprimida de betão com o eixo da viga

μ – valor reduzido do valor de cálculo do momento flector resistente, ou coeficiente de atrito

ν_1 – coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transversal

σ_2 – tensão efectiva de compressão lateral no estado limite último devida à cintagem

σ_c – valor da tensão no betão

σ_s – valor absoluto da tensão máxima admissível na armadura imediatamente depois da formação da primeira fenda.

σ_{P_0} – valor da tensão na armadura de pré-esforço correspondente ao pré-esforço na origem

σ_{P_0} – valor da tensão na armadura de pré-esforço, devida ao pré-esforço inicial

σ_{P_∞} – valor da tensão na armadura de pré-esforço, correspondente ao pré-esforço final

σ_{Rd} – valor de cálculo da tensão resistente

σ_{Sd} – valor de cálculo da tensão actuante

EC2 – Eurocódigo 2

E.L.S – Estado limite de serviço

E.L.U – Estado limite último

OPS – Organic Prestressing System

REBAP – Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado

RSA – Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes

SETRA – Service d'études techniques des routes et autoroutes

INTRODUÇÃO

1.1. ENQUADRAMENTO

Nos projectos de engenharia, e particularmente em projectos de obras especiais, como uma ponte, as opções são inúmeras, e cada decisão condiciona as restantes.

A escolha da solução óptima é uma questão complexa, que se rege não só por princípios objectivos, mas também subjectivos. Para além do funcionamento estrutural, o impacto causado pelas obras de engenharia e a forma como alteram a envolvente são aspectos fundamentais. Contudo, é consensual que a economia e os prazos de execução são factores preponderantes.

No que respeita ao impacto sobre a envolvente, a distribuição dos vãos, intimamente ligada aos conceitos de ordem e ritmo, desempenha um papel essencial na qualidade estética e na integração paisagística de uma ponte. Por outro prisma, a distribuição de vãos, é de extrema relevância sob o ponto de vista estrutural e económico e está sujeita frequentemente a condicionalismos de cariz topográfico e ambiental.

Do ponto de vista económico e dos prazos de execução, o processo construtivo é uma variável da maior importância e é, para além disso, um forte condicionante de um grande número de opções em fase de projecto. Pode-se mesmo dizer que, são poucas as obras de engenharia, onde o processo construtivo condiciona tanto a concepção como nas pontes. De facto, em alguns processos construtivos, desenvolvem-se esforços que condicionam o dimensionamento da estrutura.

A distribuição de vãos e o processo construtivo são aspectos indissociáveis na concepção de uma ponte, já que o comprimento dos vãos remete para um determinado processo construtivo.

Nas pontes com vãos até 50–65m é corrente a utilização de cimbres autolanzáveis por ser uma solução muito competitiva do ponto de vista económico. Contudo, para vãos superiores, até muito recentemente a construção com cimbres autolanzáveis convencionais deixava de ser económica e exequível. Sendo o cimbra constituído por uma estrutura metálica, o aumento do vão conduziria, não só a um aumento considerável de massa, extremamente difícil de manobrar, com um aumento inerente de custo, como também a um acréscimo inaceitável de deformações.

Para vãos superiores a 65m, o método corrente para a construção *in situ* de pontes de betão armado e pré-esforçado é o método das consolas (também conhecido por método dos avanços sucessivos), através da utilização de carrinhos de avanço, segundo o qual o tabuleiro é construído por segmentos em consola de forma simétrica a partir dos pilares.

Dados estatísticos revelam um facto peculiar, cuja figura 1.1 é expressão. A ordem de grandeza mais comum dos vãos de tabuleiros de pontes de betão armado pré-esforçado varia de 20 a 65m e de 100 a

150m, verificando-se que o número de pontes com vãos de 65 a 100m é comparativamente muito reduzido. O porquê deste facto está na necessidade de adoptar outro método construtivo, o método das consolas, quando se ultrapassa os 65m de vão, cuja rentabilidade é questionável para vãos inferiores a 90m.

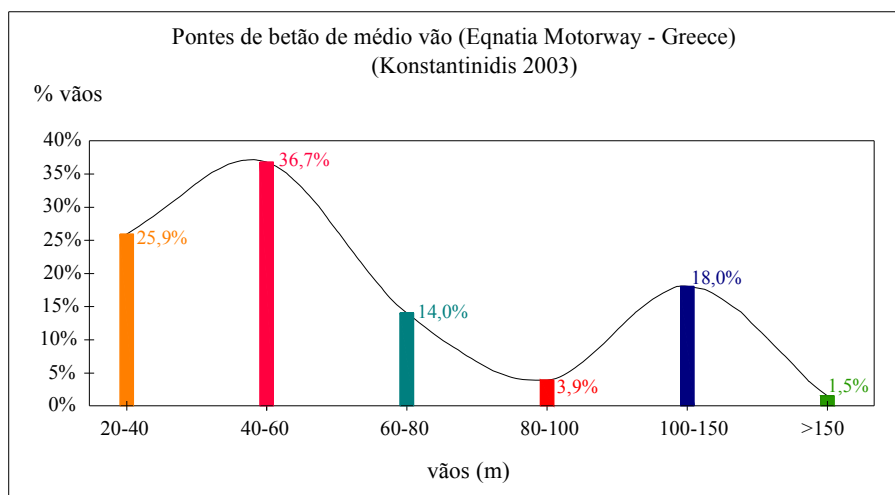


Fig. 1.1 – Dados estatísticos sobre pontes existentes [1]

O custo do tabuleiro, quando construído pelo método das consolas é elevado (figura 1.2), uma vez que o mesmo se caracteriza pela construção de segmentos (aduelas) de comprimentos reduzidos (normalmente 3 a 6m), que permanecem em consola durante toda a construção. Esse facto implica um avultado volume de aço de pré-esforço e um elevado número de dispositivos de ancoragem, obriga a que sejam realizadas muitas operações de esticamento de cabos e a que os pilares sejam dimensionados para contemplar desequilíbrios acidentais das consolas. Por conseguinte, é na aplicação a maiores vãos, onde o número de pilares diminui, que este método é competitivo.

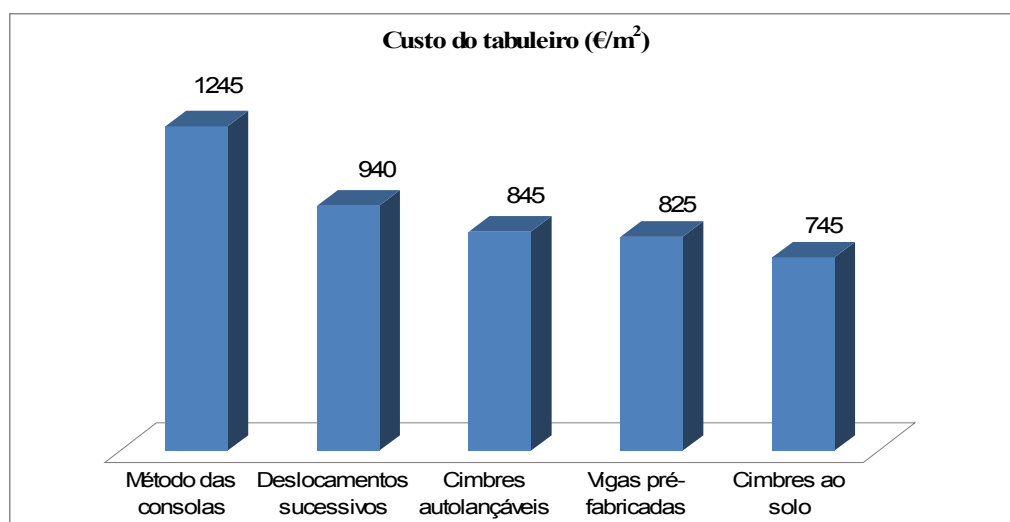


Fig. 1.2 – Dados estatísticos sobre pontes existentes [2]

Recentemente, o surgimento dos sistemas efectores como elementos estruturais, concretamente da tecnologia OPS (Organic Prestressing System), tornou possível a construção de estruturas mais leves e esbeltas. Na aplicação a cimbres autolançáveis, o OPS consiste num sistema de pré-esforço que se adapta à carga aplicada, ou seja, os cabos de pré-esforço são mais ou menos tensionados em função dos deslocamentos que se registam nas secções de controlo, permitindo desta forma uma redução de deformações e minimização de tensões [3].

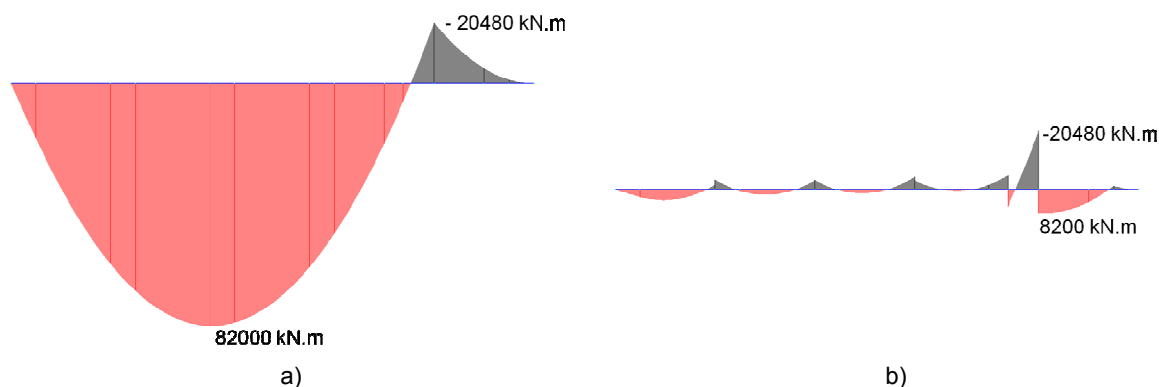


Fig. 1.3 – Diagramas de momentos flectores na viga inferior na fase de betonagem: a) Sem OPS, b) Com OPS [4]

Os cimbres autolançáveis com OPS para vãos de 25 a 65m surgiram pioneiros, contemplando soluções de viga inferior e superior e apresentando um grande número de vantagens competitivas, relativamente às soluções convencionais.

O passo seguinte, foi a aplicação do OPS a cimbres capazes de vencer vãos superiores a 65m, introduzindo pela primeira vez no mercado, um método competitivo e capaz de fazer face ao método das consolas.

Esta solução de desenvolvimento muito recente, materializa-se no M1 (figura 1.4), o qual consiste num cimbra autolançável que permite vencer vãos de 70 a 90m. O peso global de aço deste equipamento, para 80m de vão é semelhante ao peso dos equipamentos convencionais para vãos de cerca de 60m, tornando viável a construção tramo a tramo para esta gama de vãos. O aumento de resistência necessária para vencer maiores vãos, é conseguido, não pelo aumento da sua massa, que o tornaria difícil de manobrar, mas por utilização de energia (OPS) que, evidentemente, não pesa.

1.2.OBJECTIVOS

A presente dissertação tem como objectivo principal o estudo das consequências, no tabuleiro, da aplicação do método construtivo tramo a tramo para vãos de 70 a 90m. Pretende-se aferir sobre a evolução geométrica longitudinal da secção transversal, avaliar as quantidades de materiais necessários à materialização do tabuleiro (betão e armaduras activa e passiva), e efectuar uma análise comparativa dessas quantidades relativamente a uma obra real – o Viaduto da Pipa – cuja construção foi realizada pelo método das consolas.

Para que o objectivo geral seja concretizado, colocam-se os seguintes objectivos parciais:

- Concretizar em texto um breve estudo sobre os esforços actuantes nos tabuleiros de pontes durante o processo construtivo, para os processos construtivos de betonagem *in situ* existentes e as suas implicações na concepção do tabuleiro;

- Actualizar um programa de cálculo existente para o dimensionamento longitudinal do tabuleiro incluindo as armaduras de pré-esforço;
- Dimensionar a secção transversal de um tabuleiro de 90m de vão, construído tramo a tramo, cujo projecto original contemplou a construção pelo método das consolas;
- Calcular armaduras passivas e de pré-esforço;
- Verificar as tensões de compressão no betão;
- Verificar as deformações verticais;
- Elaboração do mapa de quantidades;
- Comparar a quantidade de materiais da solução real com a solução proposta;
- Concluir sobre a viabilidade da solução estudada face aos resultados obtidos no ponto anterior.

1.3. ORGANIZAÇÃO E CONTEÚDO DOS CAPÍTULOS

Considerando os objectivos acima expostos, a dissertação organiza-se em cinco capítulos, sendo o presente o capítulo introdutório.

No capítulo 2 são apresentados os métodos construtivos *in situ* de pontes de betão armado pré-esforçado, focando as suas aplicações, o equipamento utilizado, as principais vantagens e desvantagens e os esforços que se desenvolvem durante as fases construtivas. O capítulo é finalizado pela apresentação do cimbre autolançável com OPS, que permite construir tramo a tramo, pontes de betão armado com 70 a 90m de vão, enfatizando a sua génese, aplicação, equipamento e vantagens comparativamente com o método das consolas (avanços sucessivos).

No capítulo 3 é realizado o estudo do tabuleiro construído tramo a tramo com 90m de vão, com base numa obra real, o Viaduto da Pipa. É apresentada sucintamente a solução real existente, construída pelo método das consolas. Seguidamente são descritos os pressupostos de cálculo e dimensionamento, é apresentado o programa de cálculo, sucedendo-se o cálculo, dimensionamento e a apresentação de resultados.

No capítulo 4 são realizadas medições de quantidades de materiais aplicadas no tabuleiro da solução real e no tabuleiro da solução proposta. A partir dessas medições é efectuada uma análise comparativa das duas soluções no que se refere a quantidades de materiais e custos.

No capítulo 5 são apresentadas as conclusões do trabalho efectuado.

2

PROCESSOS CONSTRUTIVOS DE PONTES DE BETÃO ARMADO E PRÉ-ESFORÇADO: INFLUÊNCIA NA CONCEPÇÃO E CÁLCULO DO TABULEIRO

2.1. NOTA INTRODUTÓRIA

No projecto de uma ponte, o projectista depara-se com um vasto leque de opções no que respeita à solução estrutural e ao método construtivo a adoptar, as quais se condicionam mutuamente. A escolha de uma solução em detrimento das restantes depende, por um lado de condicionalismos de natureza topográfica, hidráulica, geológica, de traçado rodoviário e por outro de questões relacionadas com os prazos de execução, a capacidade técnica do empreiteiro e os equipamentos que este dispõe e da economia do processo.

O processo construtivo está intimamente ligado ao dimensionamento, na medida em que, para alguns processos os esforços mais condicionantes correspondem a acções durante a fase construtiva. Esses esforços não podem ser calculados como se a acção permanente da estrutura actuasse simultânea e instantaneamente em todos os seus elementos. É fundamental considerar a evolução do sistema estrutural estático ao longo da construção.

Consoante o método construtivo, os vários sistemas estruturais que se desenvolvem durante a construção são muitos distintos, razão pela qual, para efectuar um correcto dimensionamento, é essencial compreender a forma como a mesma se processa, bem como os esforços a que a estrutura fica sujeita nas diferentes fases.

São diversos os métodos construtivos *in situ* de pontes de betão armado existentes no mercado actualmente, mas em suma constituem variantes de quatro métodos: cimbra ao solo, cimbra autolancável, avanços sucessivos e lançamento incremental.

O campo de aplicação dos diferentes métodos tem uma forte dependência da ordem de grandeza dos vãos, do número de vãos, da altura ao solo, embora como já foi referido, cada projecto é singular, e o método construtivo e a concepção estão sempre interligados.

2.2.MÉTODOS CONSTRUTIVOS DE PONTES

2.2.1.CIMBRE AO SOLO

2.2.1.1.Descrição e campo de aplicação

A construção de tabuleiros com cimbra apoiado no solo é o método construtivo que permite maior liberdade de formas ao projectista e pode ser aplicado quer em obras simples quer em obras complexas.



Fig. 2.1 – Cimbra ao solo (Viadutos do Seda e Chocanal IC–13 Alter do Chão/ Portalegre) [6]

Em pontes pouco extensas, com rasantes baixas (altura ao solo máxima de aproximadamente 15m), sobre solos estáveis, regulares e passíveis de sustentar o cimbra, este método torna-se muito competitivo. Para alturas mais elevadas, o tempo de desmontagem, transporte e nova montagem do cimbra pode tornar-se condicionante na programação dos trabalhos.

Se o solo for irregular ou se a obra se encontrar a alturas superiores a 10 metros, poderá ser mais vantajoso optar por vigas de suporte de cofragem, as quais constituem um cimbra fixo, que se apoia nos pilares da ponte (figura 2.2) ou em apoios intermédios que se elevam a partir do solo [7].

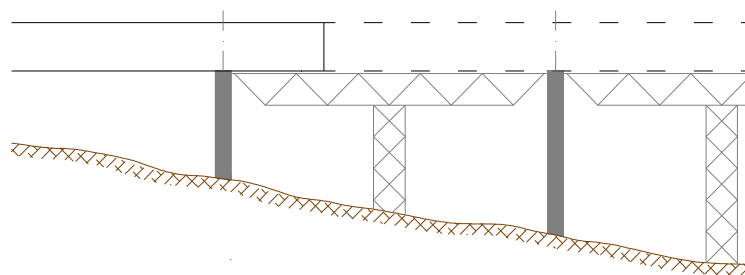


Fig. 2.2 – Trelizas apoiadas nos pilares [8]

Em pontes pouco extensas, de um a três vãos, é corrente optar por um sistema de cimbra total, de forma betonar o tabuleiro de uma só vez, enquanto que em pontes de maior extensão, com um número superior de vãos é usual optar por um sistema de cimbra parcial, efectuando-se a betonagem tramo a tramo, com juntas de betonagem situadas a um quinto do vão.

A localização das juntas a um quinto do vão tem que ver com o facto de se tratar da secção de momentos flectores aproximadamente nulos.

2.2.1.2.Equipamento

O cavalete é constituído por um conjunto de prumos contraventados que transmitem as cargas ao terreno. Os prumos são executados com tubos ou perfis de aço normalizados e com acessórios próprios para a função.

Para um bom desempenho, os cavaletes devem ser concebidos, tendo em conta a capacidade de carga do solo. O dimensionamento dos prumos verticais é normalmente condicionado pela encurvadura por varejamento, pelo que é necessário garantir um contraventamento adequado nas duas direcções. É necessário garantir uma boa forma de distribuição do peso do tabuleiro para os prumos verticais para que todos tenham um esforço axial semelhante.

Na figura 2.3, apresenta-se em alçado frontal, um exemplo de um viaduto construído com cimbra ao solo.



Fig. 2.3 – Alçado frontal de cimbra ao solo (Viadutos do Seda e Chocanal IC–13 Alter do Chão/Portalegre) [6]

2.2.1.3.Esforços desenvolvidos no tabuleiro durante a construção

Nos casos em que a betonagem do tabuleiro é efectuada tramo a tramo, a distribuição de vãos mais adequada é a de vãos interiores uniformes e vãos extremos com 80% dos vãos interiores. Esta distribuição resulta num melhor equilíbrio de momentos flectores positivos e negativos, como se pode

verificar na figura 2.4, onde se apresentam dois diagramas de esforços, correspondendo o primeiro a uma solução de vãos iguais e o segundo à distribuição adequada.

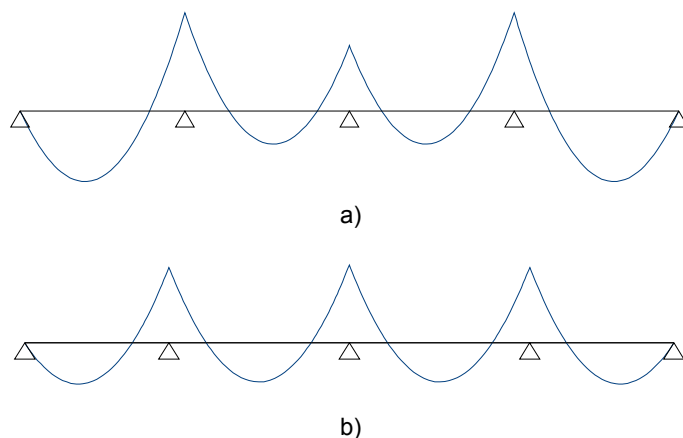


Fig. 2.4 – Diagramas de momentos flectores: a) vãos uniformes, b) vãos interiores uniformes e exteriores com 80% dos interiores

Acresce-se ainda que, uma vez que as juntas de betonagem se situam a um quinto do vão, todos os tramos, à excepção do ultimo, possuem o mesmo comprimento, facto que confere um carácter repetitivo aos trabalhos, traduzindo-se num aumento de rendimento das equipas de trabalho e consequentemente num ganho de economia.

Na figura 2.5 pode-se observar o faseamento construtivo de um viaduto de quatro vãos a par da evolução dos momentos flectores no tabuleiro devidos às cargas permanentes.

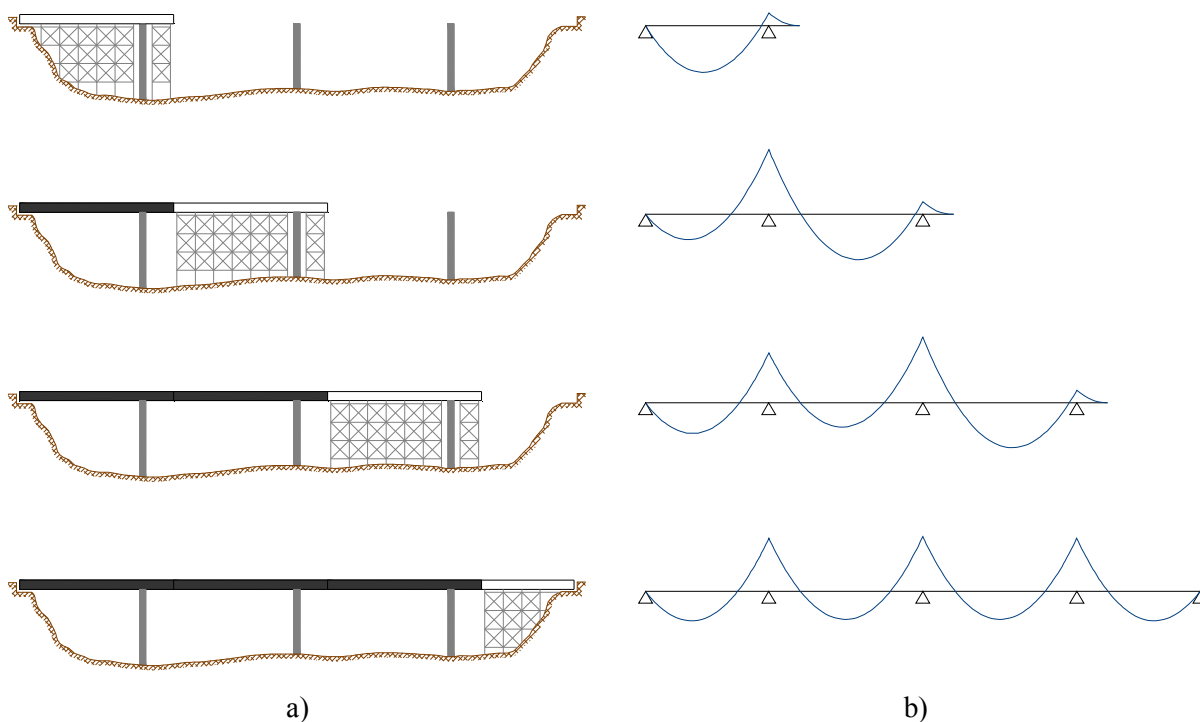


Fig. 2.5 – Esquema do faseamento construtivo de um viaduto construído com cimbra ao solo: a) Processo construtivo; b) Diagrama qualitativo de momentos devidos ao peso próprio do tabuleiro

Numa ponte construída tramo a tramo, as juntas de betonagem localizam-se aproximadamente a 1/5 do vão, secção onde os momentos flectores devidos às cargas permanentes do sistema estrutural final são nulos. Por esta razão, a distribuição de momentos final considerada como o somatório dos momentos desenvolvidos durante a construção não difere muito daquela que se obtém considerando o comportamento elástico dos materiais no sistema estrutural final.

Contudo, pode-se observar na figura 2.5, que o momento positivo devido ao peso próprio, durante a construção é superior ao que se obtém considerando o sistema estrutural final. Isto não significa necessariamente que seja condicionante, pois o seu valor pode ser inferior ao valor do momento positivo, obtido considerando a totalidade das cargas permanentes, no sistema estrutural final.

2.2.2. CIMBRE AUTOLANÇÁVEL

2.2.2.1. Descrição e campo de aplicação

O recurso a cimbres autolanzáveis revela-se vantajoso em pontes extensas, de perfil constante, com um número de vãos elevado (superior a 8), e com uma distribuição de vãos regular de modo a que os ritmos de trabalho sejam semelhantes e repetitivos. Esses aspectos são importantes devido à necessidade de amortização do custo do equipamento. O custo este que compreende não só a aquisição do equipamento (maior parcela) mas também os custos de transporte, montagem e desmontagem do equipamento [9].

Note-se que estes equipamentos podem ser reutilizados, mediante reacondicionamentos. Neste caso é possível reaplicá-los em obras mais pequenas, já que o investimento inicial terá sido amortizado na obra anterior. Contudo, se o ajuste do equipamento a uma nova obra necessitar de uma intervenção grande, os custos de recondicionamento podem ser muito elevados.

O cembre autolanzável é sustentado inteiramente pelo tabuleiro já construído atrás e pelos pilares à frente, ou apenas nos pilares, o que resulta na desobstrução do terreno sob o tabuleiro, após a construção dos pilares. Este facto é particularmente abonatório nos casos em que é necessário vencer cursos de água, ou quando o terreno é acidentado, de difícil acessibilidade, e ainda nos casos em que se pretenda a minimização dos impactos sobre a envolvente, nomeadamente em zonas urbanas, potenciando a não paralisação do tráfego existente. Acrescenta também a vantagem de o tempo de construção e o custo das operações não serem influenciados pela distância ao solo.

Os cimbres são utilizáveis em tabuleiros contínuos com qualquer tipo de secção transversal: laje maciça, nervurada, vigada ou tabuleiro em caixão. Os mais típicos são, contudo, os tabuleiros em laje vigada e em caixão.

A altura da secção transversal é geralmente constante, com uma esbelteza (razão entre o vão e a altura da secção), entre 15 e 20 [9].

Uma grande vantagem deste método é o elevado ritmo de construção do tabuleiro que, em caso de construtores bem organizados pode ser de 1 tramo por semana, sem necessitar de muita mão-de-obra.

Relativamente à gama de vãos aplicável, pode-se apontar o intervalo de 40 a 60m, como sendo o óptimo. Para vãos superiores, a avultada massa (aço e cofragem) necessária para constituir o cembre torna-se de difícil manobra. Há um grande aumento de deformações da estrutura que constitui o equipamento e, conseqüentemente, pode ocorrer fendilhação do betão durante a fase de betonagem e durante a fase de aplicação de pré-esforço no tabuleiro. Estes aspectos, aliados ao aumento inerente do custo de aquisição do equipamento, da sua montagem, desmontagem e operação, inviabilizam a construção tramo a tramo com cimbres autolanzáveis correntes, para vãos superiores a 65m.

No que se refere à construção propriamente dita, a superestrutura é construída numa direcção, tramo a tramo, com juntas de betonagem situadas a 1/5 do vão (zona de momentos nulos).

2.2.2.2.Equipamento

Os Cimbres Autolançáveis são constituídos por:

- Sistema de cofragem;
- Estrutura principal de suporte da cofragem;
- Apoios sobre os pilares e sobre o tabuleiro do viaduto;
- Sistemas mecânicos de movimentação do cimbra e da cofragem.

Estes cimbres dividem-se em dois tipos, em função da localização da sua estrutura portante relativamente à cofragem:

- Cimbra autolançável superior;
- Cimbra autolançável inferior.

A escolha entre cimbra autolançável com viga superior ou inferior depende das características da ponte, tais como a forma e variedade dos pilares, raio de curvatura em planta, número de vãos, variação do comprimento dos vãos, sequência de construção pretendida e ainda de factores subjectivos tais como as preferências ou hábitos dos construtores [3]. Contudo, a topografia do terreno é um dos factores técnicos mais preponderantes para a escolha entre cimbra superior ou inferior. No caso de terrenos muito acidentados no primeiro e último vão, a montagem e desmontagem de um cimbra inferior torna-se muito difícil, sendo melhor optar por cimbra superior, cuja estrutura principal é montada sobre o terreno do encontro que normalmente já sofreu operações de terraplanagem.

2.2.2.3.Cimbra autolançável superior

Neste tipo de cimbra a estrutura portante situa-se sobre o tabuleiro, apoiando-se atrás no troço em consola do tabuleiro já executado e à frente num pilar.



Fig. 2.6 – Exemplo de um cimbra superior em fase de lançamento [10]

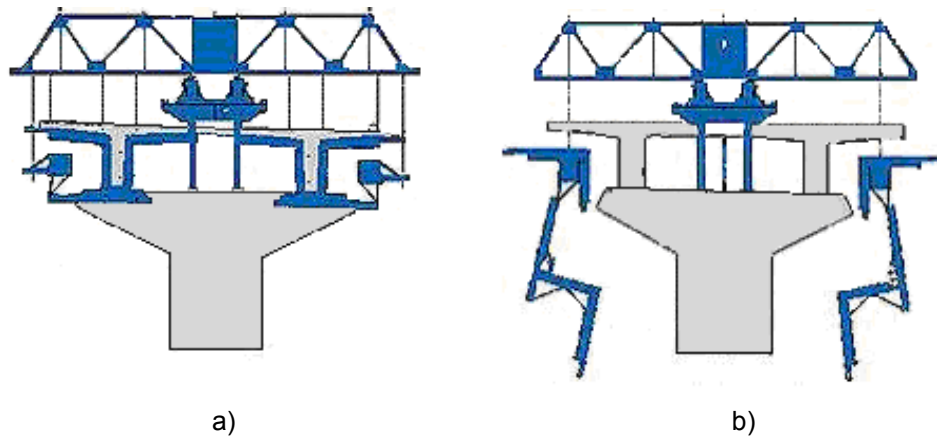


Fig. 2.7 – Esquema transversal de um cimbra superior: a) Posição de betonagem, b) Posição de lançamento [11]

2.2.2.4. Cimbra autolanzável inferior

No cimbra inferior a estrutura portante situa-se sob o tabuleiro em construção (figura 2.8). Durante a betonagem, é corrente o cimbra ser suspenso atrás no tabuleiro já construído e apoiado no pilar dianteiro por intermédio de consolas de apoio. Durante o avanço o apoio realiza-se sobre as consolas de apoio fixas aos pilares (figura 2.9).



Fig. 2.8 – Cimbra autolanzável inferior [10]



Fig. 2.9 – Consolas de apoio fixas ao pilar [10]

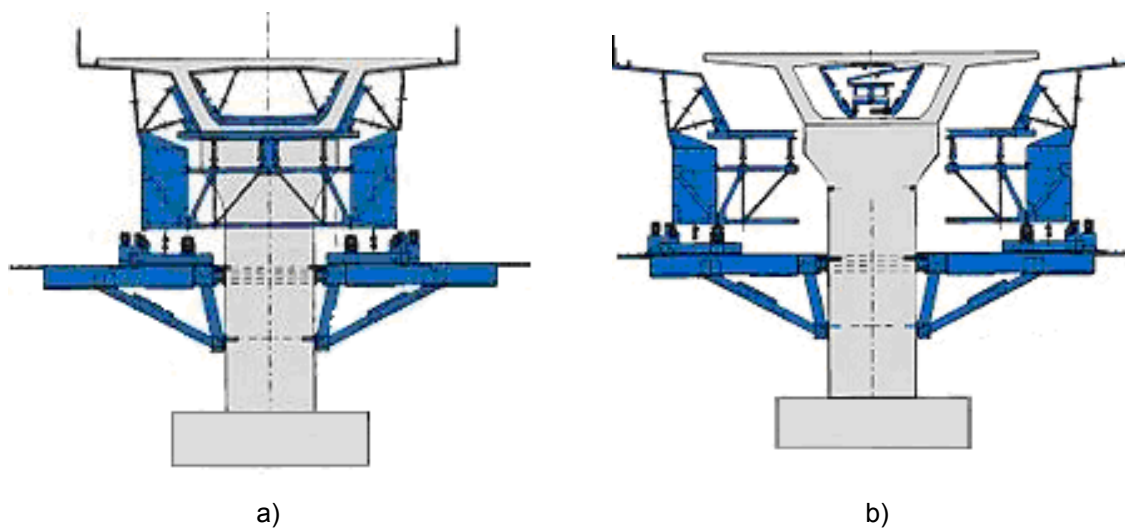


Fig. 2.10 – Esquema transversal de um cimbre inferior: a) Posição de betonagem, b) Posição de lançamento [11]

2.2.2.5. Esforços desenvolvidos no tabuleiro durante a construção

Na figura 2.11 pode-se observar o faseamento construtivo de três tramos de um viaduto construído tramo a tramo, a par da evolução dos momentos flectores no tabuleiro devidos às cargas permanentes.

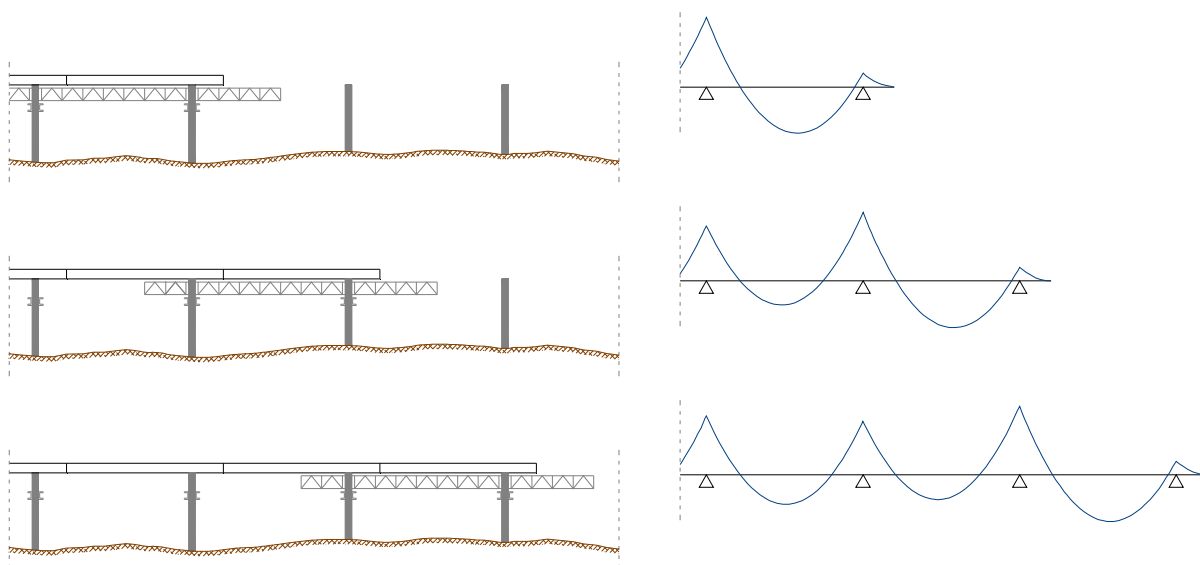


Fig. 2.11 – Esquema do faseamento construtivo de um viaduto construído com cimbra autolancável: a) Processo construtivo; b) Diagrama qualitativo de momentos devidos ao peso próprio do tabuleiro

2.2.3.AVANÇOS SUCESSIVOS

2.2.3.1.Descrição e campo de aplicação

Este método é particularmente adequado à construção de pontes com grandes vãos, em especial quando a altura do tabuleiro, a topografia ou o comprimento do vão inviabilizam a utilização de cimbres.

Os vãos indicados para este método situam-se entre os 90 e os 140m, podendo excepcionalmente ser utilizado até vãos de 250m [12].

O método consiste na construção do tabuleiro por troços sucessivos, betonados *in situ*, denominados aduelas, que se iniciam nos pilares e vão apoiando-se simétrica e sucessivamente nos troços já construídos (figura 2.12).



Fig. 2.12 – Construção por avanços sucessivos (Ponte Miguel Torga)

Para realizar o arranque das consolas, correntemente denominado de aduela zero, são utilizadas cofragens tradicionais apoiadas em cimbrês ao solo, ou no próprio pilar quando a altura é considerável. A construção desta aduela é bastante mais demorada do que as restantes (aproximadamente 3 semanas). Na figura 2.13 representa-se um exemplo de uma aduela zero.



Fig. 2.13 – Aduela zero (Ponte Miguel Torga)

A betonagem ou a colocação das aduelas é sempre simultânea, contudo, podem ocorrer situações acidentais de desequilíbrio temporário das consolas, as quais podem ser provocadas pela queda de um carro de avanço, por assimetria de cargas construtivas ou pelo efeito do vento. Para salvaguardar estas situações pode-se optar por uma das quatro soluções: ligação monolítica entre o tabuleiro e os pilares

(figura 2.14 a)); ligação do tabuleiro aos pilares por cabos de pré-esforço (figura 2.14 b)); colocação de apoios provisórios sob as consolas (figura 2.14 c)); ligação do tabuleiro aos maciços de fundação por cabos de pré-esforço (figura 2.15).

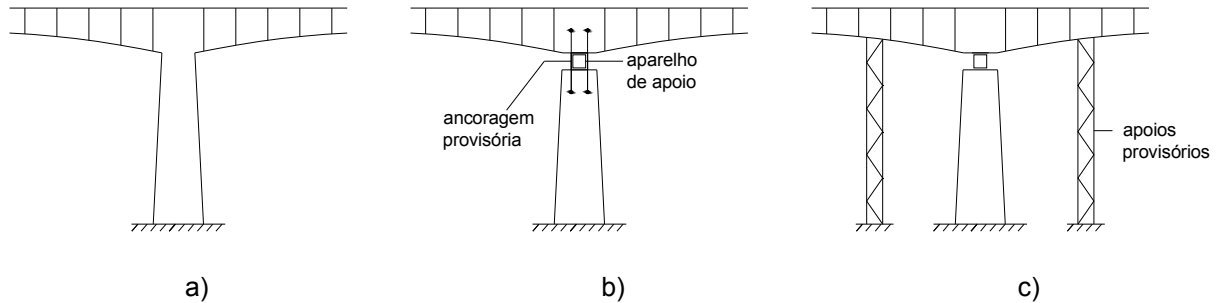


Fig. 2.14 – Sistemas de equilíbrio das consolas



Fig. 2.15 – Ligação do tabuleiro aos maciços de fundação por intermédio de cabos de pré-esforço (Ponte Miguel Torga)

A ligação entre as consolas vindas de cada pilar é efectuada com um segmento designado por aduela de fecho, cujo comprimento é da ordem dos 2 ou 3m (figura 2.16).



Fig. 2.16 – Construção da aduela de fecho (Ponte Miguel Torga)

A secção em caixão, devido à sua elevada eficiência estrutural é a melhor solução para resistir aos elevados esforços que se verificam em pontes de médio/grande vão, onde este método tem a sua aplicação.

Para vãos superiores a 80m o perfil longitudinal é variável, função do diagrama de momentos de uma consola e com o intuito de reduzir o peso próprio pela redução da secção de meio vão, por corresponder à zona de menor esforço.

Pelo contrário, em obras com vãos menores, ou tramos desiguais, a adopção de uma secção constante resulta numa economia decorrente da simplificação do equipamento de betonagem [14].

O pré-esforço é usualmente formado por duas famílias de cabos: cabos das consolas (figura 2.17) e cabos de solidarização. Os primeiros são colocados próximos da laje superior do tabuleiro e tensionados à medida que as aduelas atingem resistência para suportarem as forças de compressão. O traçado destes cabos pode ser inclinado ao longo das almas, atenuando os esforços de corte pela componente vertical ou rectos ao longo da laje superior, com a vantagem de diminuir as perdas por atrito e aumentar a facilidade da sua colocação.

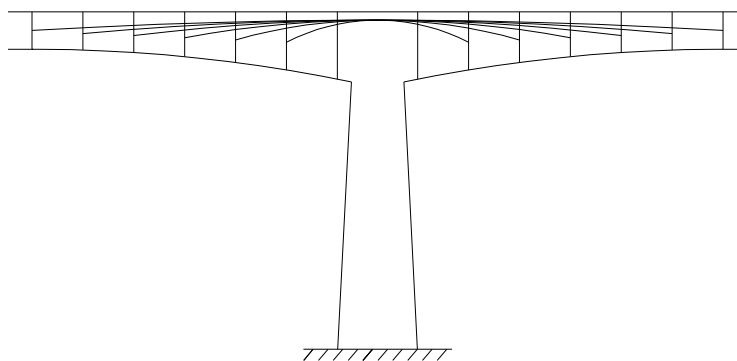


Fig. 2.17 – Desenho esquemático dos cabos das consolas

A duração de cada ciclo de construção é de aproximadamente uma semana: um dia para aplicação do pré-esforço, descofragem e avanço do equipamento, dois dias para a colocação da armadura e dos cabos de pré-esforço, um dia para betonagem da aduela e três dias para a cura [14].

2.2.3.2. Equipamento

A construção por avanços sucessivos *in situ* tem a particularidade de se poder processar de várias formas. A figura 2.18 representa as várias possibilidades.

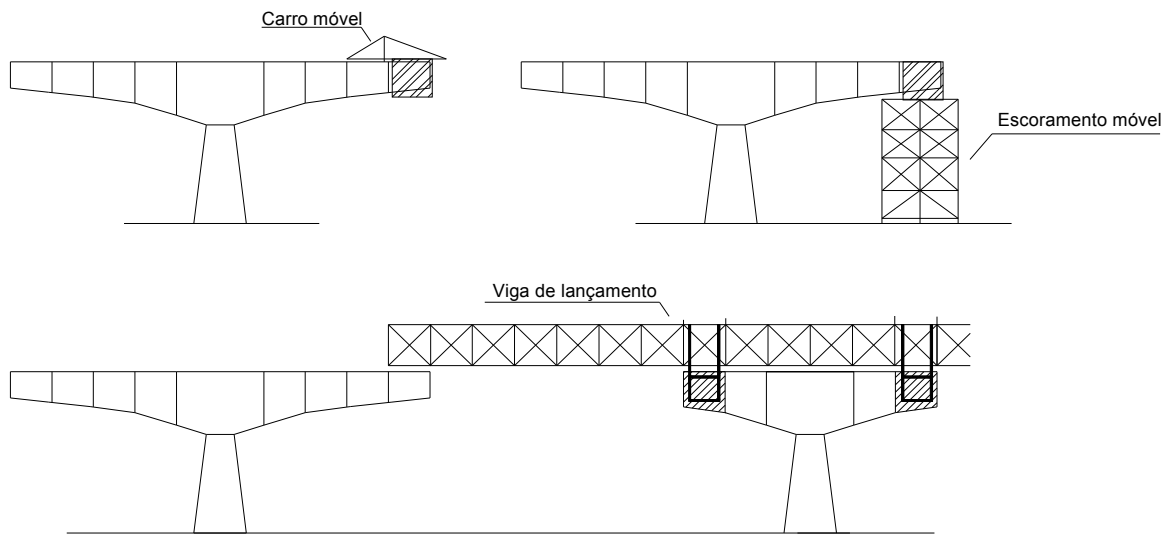


Fig. 2.18 – Sistemas de construção por avanços sucessivos [7]

No caso do escoramento móvel, o comprimento das aduelas pode variar entre 6 a 8m, enquanto que com a utilização de carros móveis, normalmente as aduelas têm comprimentos entre 3 a 5m consoante a capacidade resistente do equipamento.

O método mais corrente é a utilização de carros de avanço. Na figura 2.19 representa-se um esquema tipo de construção de uma ponte com carros de avanço, onde se detalham os equipamentos envolvidos.

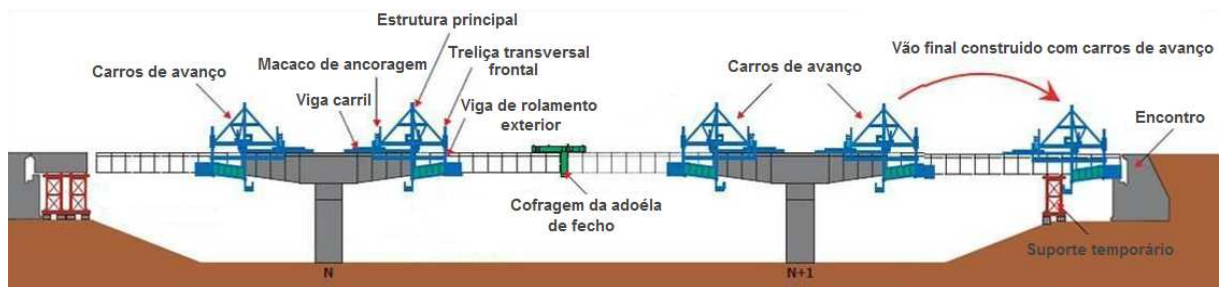


Fig. 2.19 – Esquema de construção *in situ* por avanços sucessivos com carros de avanço [13]

2.2.3.3. Esforços desenvolvidos no tabuleiro durante a construção

Na figura 2.20 pode-se observar o faseamento construtivo de três tramos de um viaduto construído tramo a tramo, a par da evolução dos momentos flectores no tabuleiro devidos às cargas permanentes.

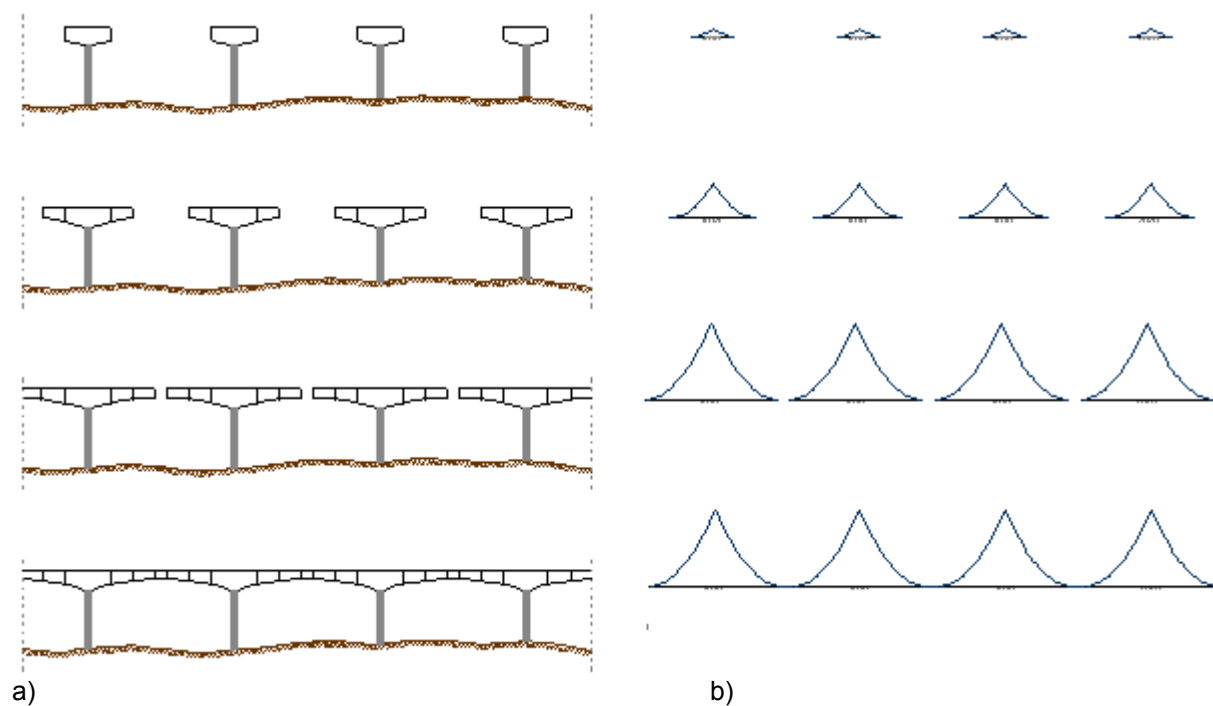


Fig. 2.20 – Esquema do faseamento construtivo de um viaduto construído por avanços sucessivos: a) Processo construtivo; b) Diagrama qualitativo de momentos devidos ao peso próprio do tabuleiro

2.2.4. LANÇAMENTO INCREMENTAL

2.2.4.1. Descrição e campo de aplicação



Fig. 2.21 – Construção por lançamento incremental [15]

A construção por lançamento incremental, também denominada por deslocamentos sucessivos é o processo inverso dos avanços sucessivos, ou seja, neste caso a cofragem fica fixa numa extremidade da ponte onde são betonados segmentos do tabuleiro que posteriormente são empurrados, deslizando sobre apoios, normalmente de teflon.

Este método pode-se realizar em uma ou duas frentes de trabalho, consoante os troços do tabuleiro sejam betonados junto de um dos encontros ou dos dois, respectivamente, e desde que exista uma plataforma de trabalho disponível para proceder à operação, condição fundamental para que o método possa ser aplicado.

Os troços fabricados possuem um comprimento que pode variar entre um terço a um meio do vão, por razões de retracção, amortização da cofragem e na tentativa de localizar as juntas em posições de momentos reduzidos no final da construção.

A solidarização dos troços é efectuada por intermédio de cabos de pré-esforço de carácter provisório ou definitivo, projectados para suportar os esforços de tracção durante o lançamento. A continuidade é garantida através de acopladores ou da sobreposição parcial dos cabos

O facto de os vários segmentos constituintes da ponte ocuparem distintas posições até à sua posição final, faz com que a natureza dos esforços se altere passando os momentos de negativos, quando se situam sobre os pilares ou em consola, a positivos na posição de meio vão. Este aspecto, além de penalizar a secção, forçando a adopção de uma secção constante e pouco esbelta, implica que se usem duas famílias de cabos de pré-esforço, uma definitiva e outra provisória. A secção transversal mais utilizada neste método é a secção em caixão, uma vez que se adapta bem à alternância de esforços.

Durante a fase de lançamento, é conveniente que o pré-esforço gere um diagrama de tensões uniforme em todas as secções transversais do tabuleiro, ou seja, deve ser aplicado sem excentricidade relativamente ao centro de gravidade da secção transversal. Essa solução de pré-esforço é a mais adequada para fazer face aos esforços criados durante a fase de lançamento do tabuleiro.

Este processo construtivo é adequado a pontes extensas (superiores a 150m), de múltiplos tramos de vão moderado, com raio de curvatura em planta e inclinação longitudinal constantes.

2.2.4.2. Equipamento

A betonagem dos troços de tabuleiro é conseguida através da utilização de um conjunto de sistemas tanto quanto possível automatizados. O equipamento de betonagem utilizado é constituído basicamente por cofragem de funcionamento hidráulico ou mecânico para que a descofragem seja rápida.

No que respeita ao lançamento existe um conjunto de cilindros hidráulicos e apoios deslizantes, fixos em placas de aço aplicadas no topo dos pilares.



Fig. 2.22 – “Fábrica” de construção do tabuleiro (Taiwan High Speed Rail C215)

Na solução mais corrente, o equipamento de lançamento consiste num conjunto de cilindros hidráulicos que actuam horizontalmente, fazendo deslizar o tabuleiro sobre o teflon. Em casos especiais (normalmente com pilares muito altos e vãos grandes), utilizam-se apoios deslizantes sobre cada pilar, constituídos por cilindros hidráulicos que promovem o lançamento sem introduzir forças horizontais na cabeça do pilar.



Fig. 2.23 – Cilindros hidráulicos para empurre do tabuleiro [17]

Adicionalmente é acoplada uma viga metálica na dianteira do primeiro troço do tabuleiro, denominada de “avant-bec” (figura 2.24), com um comprimento de cerca de 60% do vão e cuja finalidade é reduzir os esforços nesse mesmo troço, já que o mesmo fica em consola sempre que passa os pilares.



Fig. 2.24 – “Avant-bec” (Kemena Bridge Malaysia) [18]

Nos casos em que o vão excede cerca de 15 vezes a altura da secção transversal é usual recorrer-se a pilares provisórios (figura 2.25), de forma a reduzir os momentos flectores aquando do lançamento.



Fig. 2.25 – Exemplo de construção com pilares provisórios [19]

Na figura 2.26 apresenta-se um esquema tipo de construção de uma ponte por deslocamentos sucessivos, onde se detalham os elementos envolvidos.

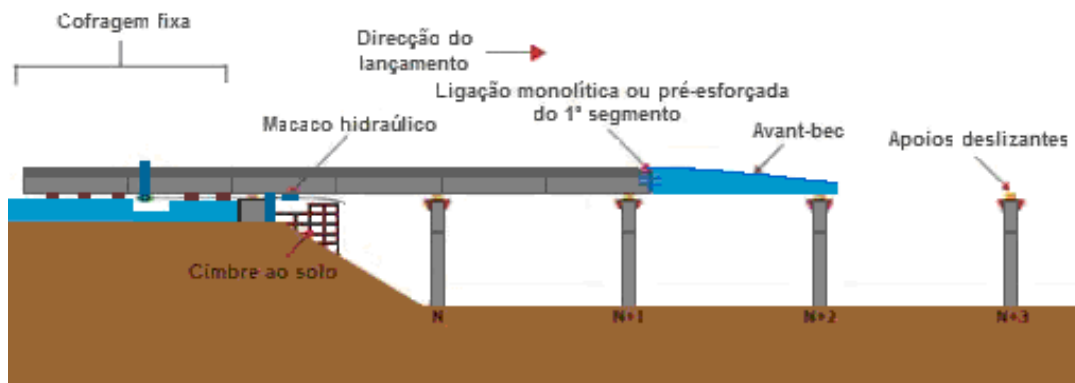


Fig. 2.26 – Esquema do processo de execução do tabuleiro por lançamento incremental [18]

2.2.4.3. Esforços desenvolvidos no tabuleiro durante a construção

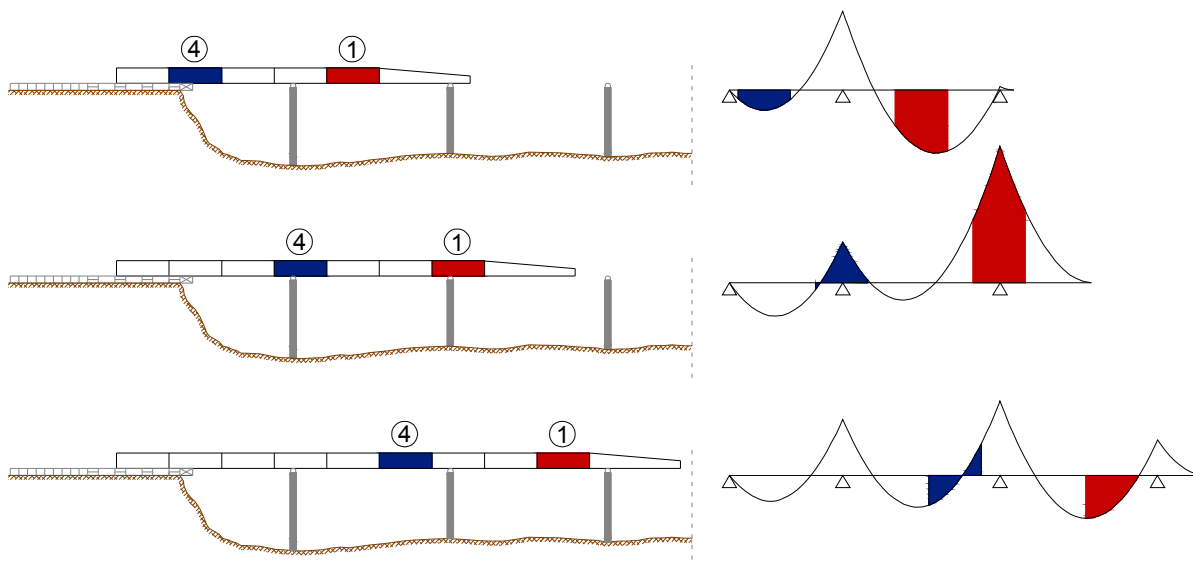


Fig. 2.27 – Esquema do faseamento construtivo de um viaduto construído por deslocamentos sucessivos:
a) Processo construtivo; b) Diagrama qualitativo de momentos devidos ao peso próprio do tabuleiro

Na figura 2.27 apresenta-se um esquema do faseamento do processo construtivo de um viaduto construído por deslocamentos sucessivos, onde se assinalaram os segmentos 1 e 4. Pode-se observar que os vários segmentos constituintes da ponte ocupam posições longitudinais distintas ao longo da construção, o que faz com que a natureza dos esforços devidos ao peso próprio da ponte se altere passando os momentos de negativos, quando se situam sobre os pilares ou em consola, a positivos na posição de meio vão. Conclui-se ainda que, por exemplo, o primeiro segmento está sujeito a esforços de maior grandeza do que o quarto.

Estas conclusões vêm reforçar a necessidade de dimensionar o tabuleiro, não apenas para os esforços instalados após a conclusão da estrutura, mas para uma envolvente que englobe também os esforços que se desenvolvem durante as várias fases da construção.

2.3.MÉTODOS CONSTRUTIVOS APLICADOS A PONTES COM VÃOS DE 90M

2.3.1.MÉTODOS TRADICIONAIS

Na secção anterior foram expostos sumariamente os métodos tradicionais da construção *in situ* de pontes de betão armado: cimbra ao solo, cimbra autolançável, deslocamentos sucessivos e avanços sucessivos.

Na figura 2.28, representa-se o domínio de aplicação, no que concerne ao comprimento do vão, dos métodos construtivos anteriormente descritos.

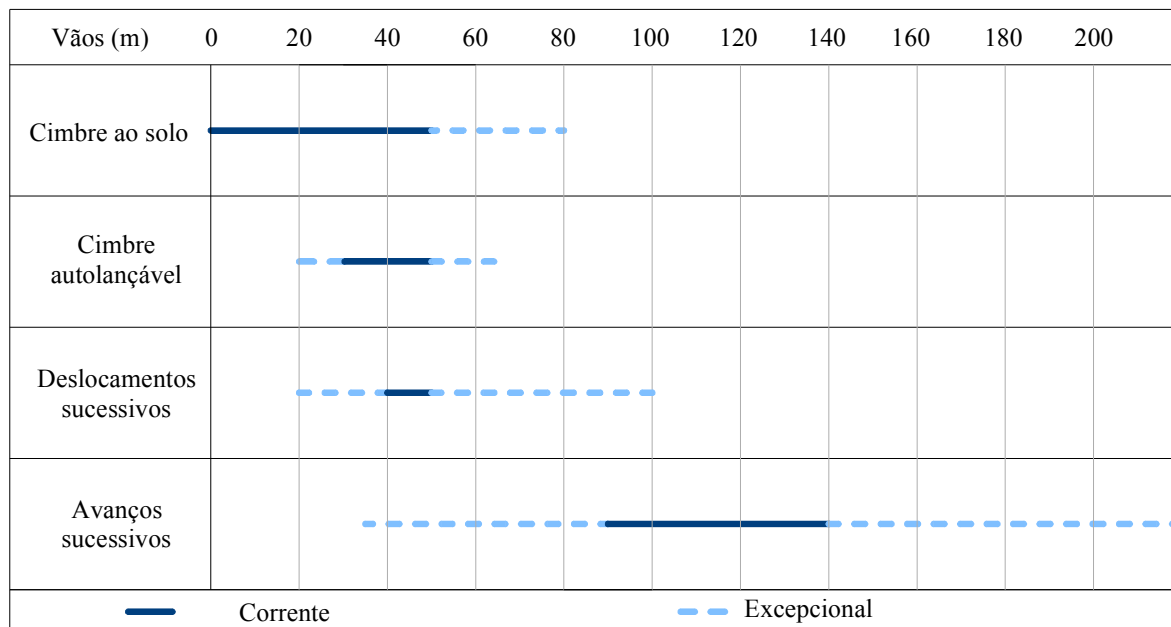


Fig. 2.28 – Domínio de aplicação de métodos construtivos *in situ* de pontes de betão [8]

Da análise da figura 2.28, uma ilação é evidente, nenhum dos métodos tem a sua aplicação corrente óptima na gama de vãos dos 50 aos 90m.

2.3.2.CIMBRES AUTOLANÇÁVEIS COM PRÉ-ESFORÇO ORGÂNICO

2.3.2.1.Generalidades

Previamente ao surgimento da tecnologia OPS, era impensável construir uma ponte com vãos superiores a 65m, utilizando cimbres autolançáveis. Sendo o cimbra constituído por uma estrutura metálica, e por isso deformável, o aumento do vão conduziria, não só a um aumento considerável de massa, extremamente difícil de manobrar, com um aumento inerente de custo, como também a um acréscimo elevado de deformações, ao que o betão responderia com fissuração.

O pré-esforço orgânico (OPS), assim designado, por ser conceptualmente baseado numa estrutura orgânica – o músculo, consiste num sistema efector. Um sistema efector ou “músculo artificial” é um elemento estrutural com a capacidade de modificar a rigidez de uma estrutura (por indução de energia) melhorando o seu desempenho, tipicamente durante a acção de certo tipo de solicitações [20].

A aplicação de pré-esforço convencional a um cimbra autolançável não seria racional. Uma vez que a estrutura metálica tem um peso próprio relativamente baixo, quando comparado com o peso do

tabuleiro a sustentar, a força de pré-esforço total, capaz de controlar as deformações para o caso do tramo completamente betonado, seria exagerada para as fases em que a carga de betão não existe. Neste cenário, verificar-se-iam contra-flechas muito elevadas, provocando a rotura do cimbra (figura 2.29).

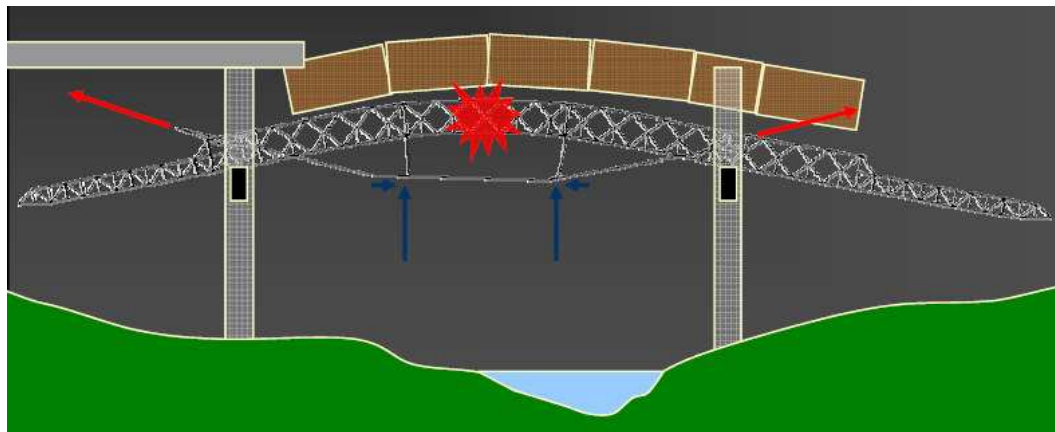


Fig. 2.29 – Cenário de rotura de um cimbra autolavável com pré-esforço convencional [5]

A tecnologia OPS responde a este problema por meio de um sistema de pré-esforço no qual a tensão aplicada é ajustada automaticamente em função das cargas actuates, através de um sistema de controlo, de forma a reduzir as deformações estruturais e a minimizar as tensões [3].

Os elementos fundamentais deste sistema são as ancoragens orgânicas, os cabos de pré-esforço e o circuito electrónico (figura 2.30) [20].



Fig. 2.30 – a) Ancoragem Orgânica e actuador. b) Cabos e escoras de desvio na posição de betonagem [3]

As ancoragens orgânicas são ancoragens com sistemas servo-hidráulicos incorporados, ou seja, os cilindros ficam instalados entre as ancoragens e as estruturas [20] e os cabos de pré-esforço são não aderentes, de traçado multi-linear, com apenas uma extremidade activa (figura 2.31).



a) b)
Fig. 2.31 – Traçado dos cabos de pré-esforço do cimbres da Ponte do Rio Sousa [3]

A estratégia de controlo tem um algoritmo muito semelhante ao clássico “on-off”. Basicamente, na fase de betonagem, se na secção de controlo a deformação ultrapassa um limite pré-estabelecido, o OPS produz “contrações” (as forças de pré-esforço são ampliadas). Na fase de aplicação de pré-esforço no tabuleiro, o algoritmo funciona de igual forma, mas produzindo “descontrações” se a contra-flecha ultrapassar um determinado valor pré-estabelecido.



Fig. 2.32 – Inserção física dos elementos do sistema de controlo [3]

2.3.2.2. Cimbres autolançáveis com OPS até 65m de vão

A aplicação do pré-esforço orgânico a cimbres autolançáveis teve o seu início em equipamentos de comprimentos convencionais, ou seja, numa gama de vãos de 25 a 65m, contemplando soluções de viga inferior e superior.

Comparativamente, aos equipamentos autolançáveis convencionais, apresentam um conjunto de vantagens, que abaixo se enumeram [3]:

- Redução do preço de aquisição em média de 15%;
- Aumento da capacidade de carga;
- Aumento dos níveis de segurança através de permanente monitorização;
- Ligações aparafusadas mais simples (comprimidas em vez de traccionadas);
- Redução do custo operacional até 20%;

- Equipamentos mais versáteis – adaptam-se a diferentes vãos;
- Maior facilidade de transporte, manuseamento e montagem;
- Redução do espaço de estaleiro

2.3.2.3. Cimbres autolanzáveis com OPS para 70 a 90m de vão

O reconhecimento das diversas vantagens da aplicação do OPS a cimbres autolanzáveis até 65m de vão, particularmente, na redução do peso próprio do cimbra e na possibilidade de adaptar temporalmente a resistência à solicitação, aliada à constatação de que o número de pontes existentes com vãos entre 70 e 90m é muito reduzido, indicou o caminho para uma nova aplicação do OPS.

Surge deste modo, pioneiro, um equipamento autolanzável capaz de vencer vãos até 90m, constituindo uma alternativa competitiva ao método dos avanços sucessivos, cuja rentabilidade para vãos inferiores a 100m é efectivamente questionável, facto que explica o reduzido volume de pontes existentes na gama dos 70 aos 90m.

O cimbra autolanzável destinado à construção *in situ* de pontes de 70 a 90m de vão, é designado por M1 (figuras 2.33 e 2.34).

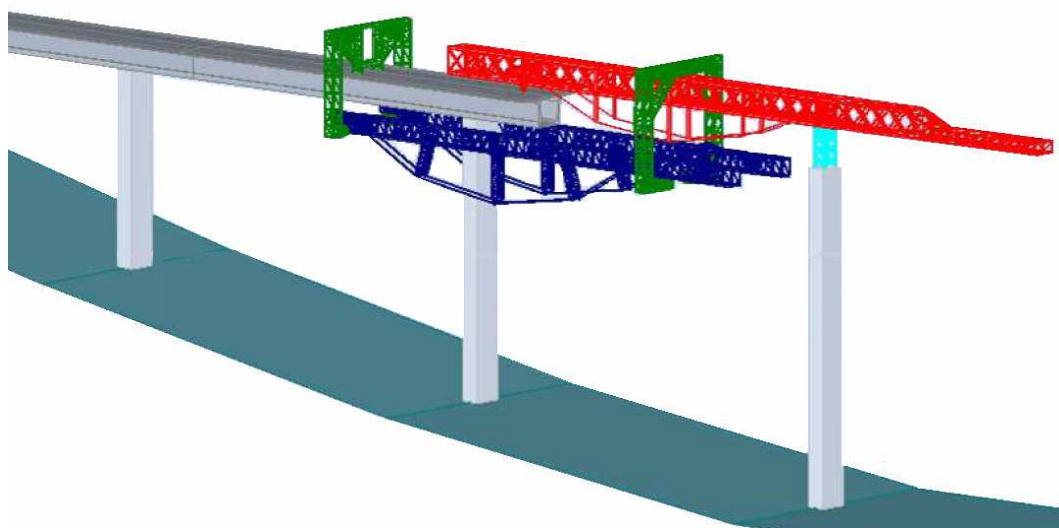


Fig. 2.33 – Representação 3D do equipamento M1 [5]

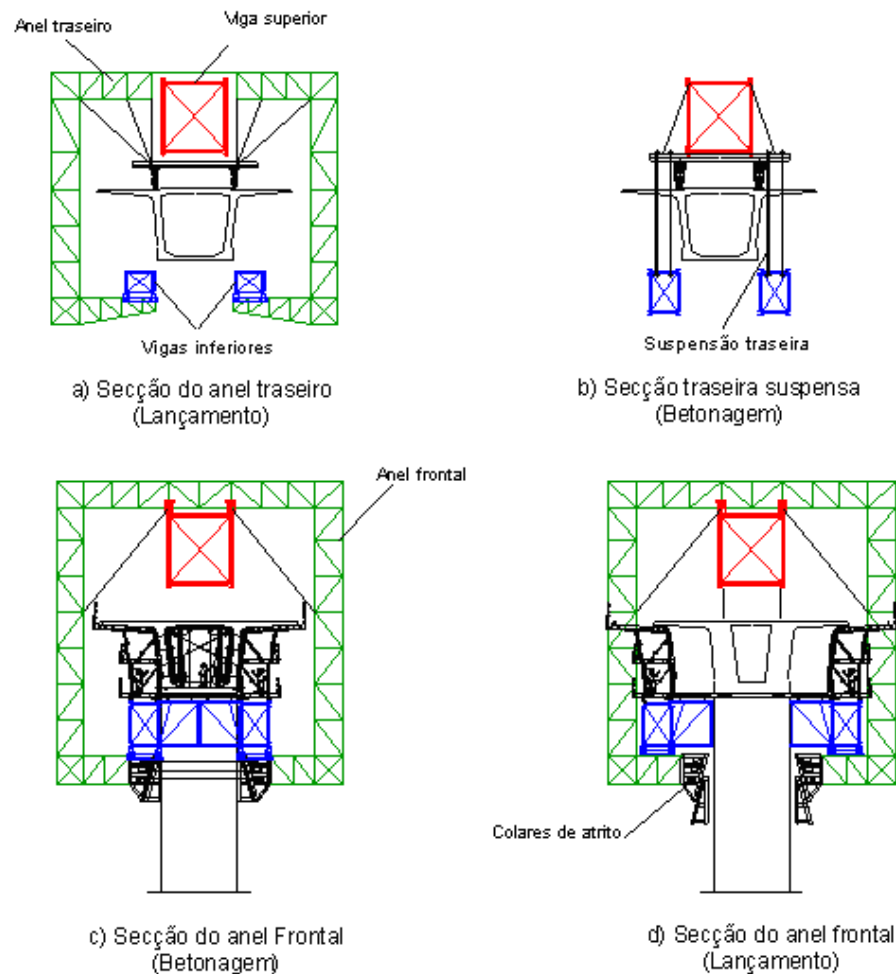


Fig. 2.34 – Representação esquemática dos elementos constituintes do equipamento M1 [4]

A cofragem é suportada pelas vigas inferiores, de forma semelhante aos cimbres autolanzáveis inferiores enquanto que, a viga superior é usada para fazer o avanço das vigas inferiores. A viga superior funciona como uma viga carril, que permanece fixa durante o avanço da cofragem, permitindo um avanço fácil e seguro.

Os anéis traseiro e dianteiro têm como função suportar as vigas inferiores durante a fase de lançamento. O anel dianteiro suporta ainda o colar de atrito que serve de apoio dianteiro às vigas inferiores em fase de betonagem.

Tanto as vigas inferiores como a viga superior são reforçadas com o sistema OPS, tornando possível, para 80m de vão, alcançar um peso global de estrutura metálica semelhante ao peso dos equipamentos correntes para 60m de vão.

O M1 possui também características que o tornam completamente autónomo, dispensando equipamentos auxiliares [3].

Para um vão de 90m, o ciclo tipo do equipamento M1 processa-se nas seguintes fases, que totalizam aproximadamente 2 semanas:

a) Betonagem

- OPS das vigas inferiores em modo automático de carga
- Anel traseiro servindo de suspensão das vigas inferiores; viga superior suspensa no anel dianteiro; apoio dianteiro das vigas inferiores no colar de atrito do anel dianteiro.

b) Aplicação de Pré-esforço no Tabuleiro

- Funcionamento do sistema OPS em modo automático de descarga.

c) Descofragem

- Descida das vigas inferiores por actuação em hidráulicos;
- Desmontagem da suspensão traseira e apoio das vigas inferiores no anel traseiro.

d) Avanço da viga superior

- Apoio dianteiro nos bogies do pórtico na consola e apoio traseiro rolante sobre o tabuleiro;
- Avanço da viga superior até ao pilar;
- Montagem do apoio provisório no pilar;
- Transporte do pórtico do pilar;
- Montagem do pórtico do pilar;
- Continuação do avanço da viga superior.

e) Conclusão do avanço da viga superior

- Elevação e contraventamento da viga superior;
- Armação das escoras de desvio da viga superior.

g) Avanço das vigas inferiores

- Desmontagem das ligações entre estruturas transversais;
- Ripagem transversal das vigas inferiores;
- Desmontagem dos colares de atrito;
- Avanço das vigas inferiores;
- Montagem dos colares de atrito;
- Ripagem transversal das vigas inferiores;
- Montagem das ligações entre estruturas transversais.

h) Preparação da nova Betonagem

- Suspensão da viga superior no anel dianteiro;
- Desmontagem do pórtico do pilar;
- Recolha das escoras de desvio da viga superior;
- Limpeza e afinação das cofragens; colocação das armaduras e avanço da cofragem do interior do caixão.

Na figura 2.35, representa-se a operação de lançamento do M1.

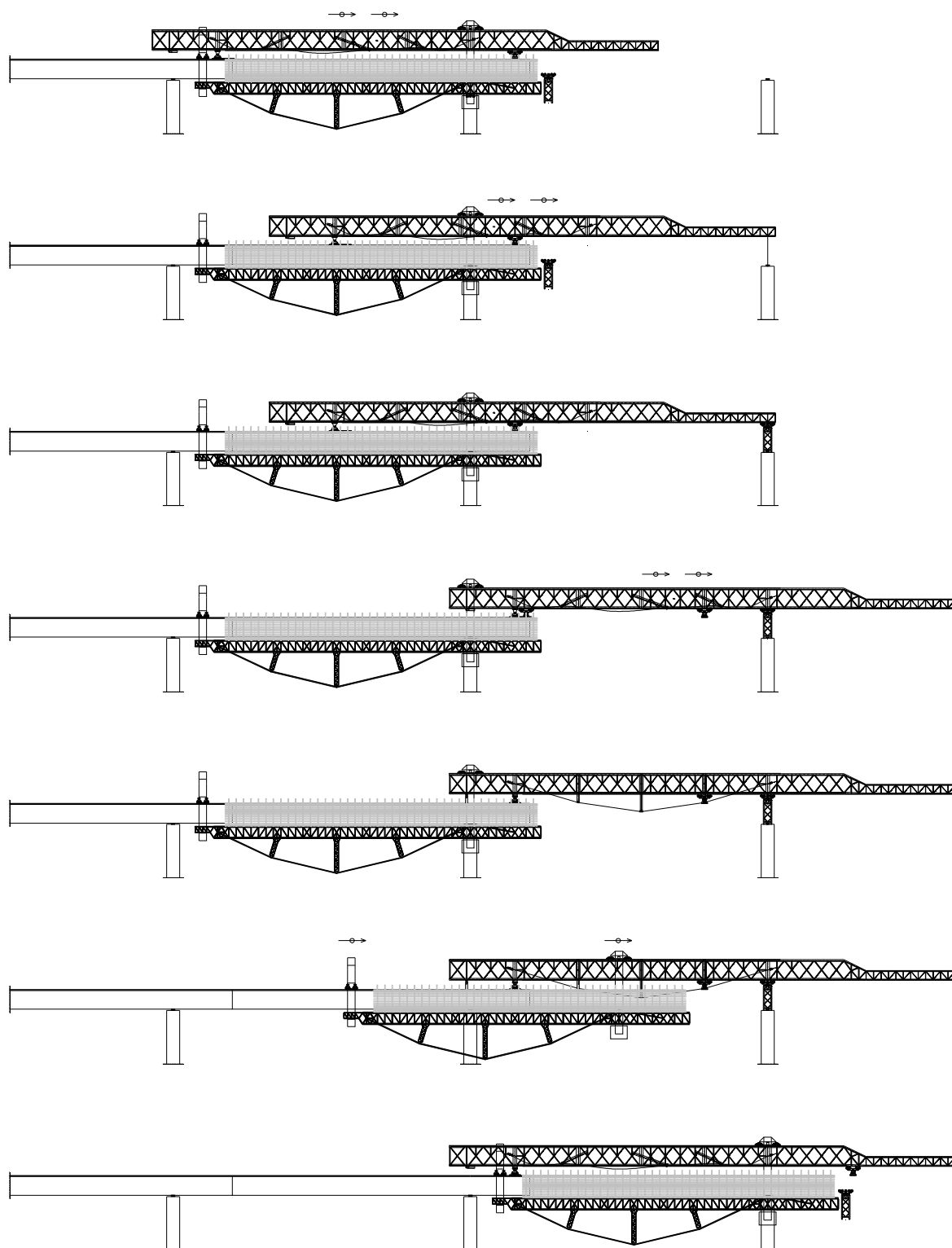


Fig. 2.35 – Desenho esquemático da operação de avanço do M1 [4]

O método de construção tramo a tramo, quando comparado com o método dos avanços sucessivos apresenta expressivas vantagens:

- Significativa redução do tempo de construção quando comparado com o método dos avanços sucessivos (o M1 constrói um vão de 90m por ciclo de 15 dias);
- Redução do número de operações de risco (movimento e lançamento);
- Maior facilidade de controlo da geometria do tabuleiro;
- Total autonomia – não necessita de meios auxiliares na colocação dos apoios frontais nos pilares;
- O equipamento de transporte da armadura pré-montada é integrado na viga superior;
- Menos esforços nos pilares.

3

ESTUDO DO TABULEIRO CONSTRUÍDO TRAMO A TRAMO COM BASE NUMA OBRA REAL – VIADUTO DA PIPA

3.1.DESCRICÃO DA SOLUÇÃO REAL – CONSTRUÍDA POR AVANÇOS SUCESSIVOS

3.1.1.DESCRICÃO

A obra real que serviu de base ao projecto do tabuleiro foi o Viaduto sobre a Ribeira da Laje e Rio Grande da Pipa, integrado na A10 Auto-Estrada Bucelas / Carregado, Sublanços Bucelas / Arruda dos Vinhos e Arruda dos Vinhos / Carregado, cujo projecto é da autoria do Eng.º Armando Rito.



Fig. 3.1 – Viaduto da Pipa

3.1.2.LOCALIZAÇÃO

A obra de arte desenvolve-se, entre eixos de apoio nos encontros, do km 7+402.000 do Sublanço Bucelas / Arruda dos Vinhos ao km 0+182,457 do Sublanço Arruda dos Vinhos / Carregado para o tabuleiro esquerdo e ao km 222,457 do mesmo sublanço para o tabuleiro direito.

3.1.3.RASANTE

Em planta a obra insere-se na seguinte sequência de troços:

- clotóide esquerda de parâmetro $A=350$;
- clotóide direita de parâmetro $A=340$;
- curva circular direita de raio $=700$ m;
- clotóide direita de parâmetro $A=340$;
- alinhamento recto.

3.1.4.PERFIL TRANSVERSAL

Longitudinalmente desenvolve-se em 3 elementos:

- curva vertical convexa de raio $=9000$ m;
- trainel com $i=-5,50\%$;
- curva vertical côncava de raio $=9000$ m.

3.1.5.SUPERSTRUTURA

A superestrutura é contínua, formada por dois tabuleiros em viga caixão com um comprimento total de 1279 metros entre eixos de apoios extremos para o tabuleiro esquerdo e de 1319 metros para o tabuleiro direito.

3.1.6.PLATAFORMA

A plataforma é constituída por dois tabuleiros, paralelos e independentes, afastados entre si de 0,20 m, com uma largura total de 35,70 metros. Cada tabuleiro tem uma plataforma de 17,75 metros de largura, tendo do interior para o exterior: 0,90 metros de separador central, no qual se inclui o perfil de segurança tipo “New-Jersey”, 1,00 metros de berma esquerda, $3 \times 3,50$ metros de faixa de rodagem, 4,50 metros de berma direita e 0,85 metros de perfil metálico de segurança, passadiço e viga de bordadura, dos quais 0,50 metros estão disponíveis para a circulação do pessoal de manutenção.

3.1.7.TABULEIROS

As distribuições de vãos e extensões entre eixos de apoio nos encontros, dos dois tabuleiros, são as seguintes:

Tabuleiro esquerdo: $64,0 + 12 \times 90,0 + 75,0 + 60,0 = 1279,0$ metros;

Tabuleiro direito: $64,0 + 12 \times 90,0 + 75,0 + 60,0 + 40,0 = 1319,0$ metros.

Cada tabuleiro é uma viga contínua de betão armado e pré-esforçado, em caixão unicelular, construído a partir das aduelas de encabeçamento dos pilares por troços com 5,00 metros betonados em consolas simétricas. O fecho do tabuleiro é efectuado com uma aduela de 4,00 metros de comprimento.

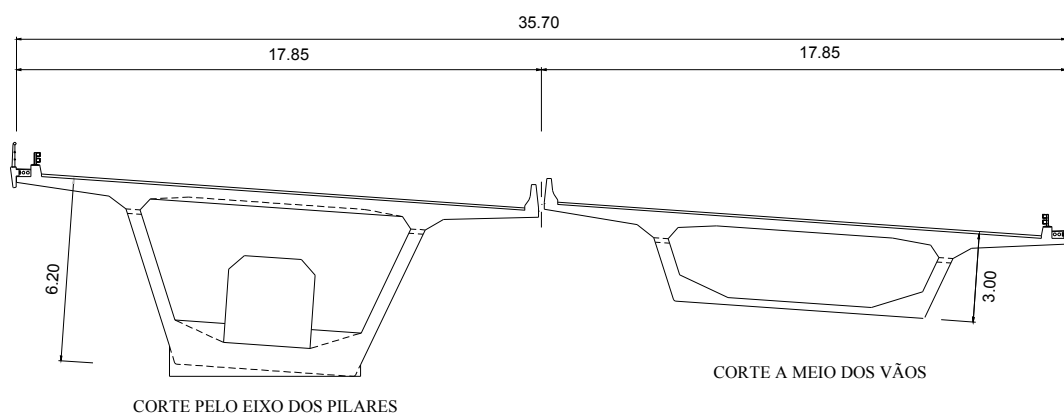


Fig. 3.2 – Secções Transversais do tabuleiro

A relação entre a altura das secções e os vãos é da ordem de 1/15 sobre os pilares e da ordem de 1/30 sobre o meio-vão.

Os tabuleiros são pré-esforçados longitudinalmente com duas famílias de cabos:

- os cabos das consolas dispostos na face superior do tabuleiro, e colocados à medida que vão sendo executadas as sucessivas aduelas;
- os cabos de solidarização nas zonas centrais dos vãos para estabelecer a continuidade do tabuleiro.

A secção é armada transversalmente apenas com armaduras passivas, excepto nos septos sobre os pilares onde é também pré-esforçada.

A secção transversal dos tabuleiros é constituída por duas almas, com 0,45 metros de espessura, as quais estão ligadas inferiormente por uma laje de espessura variável desde 0,90 metros junto aos pilares P1 a P13 e de 0,50 metros junto aos pilares P14 e P15 até 0,25 metros nos vãos, e superiormente pela laje que comporta a faixa de rodagem, as bermas e os passadiços. Esta laje é de secção variável, entre 0,50 metros e 0,35 metros, nos esquadros junto às almas e constante, com 0,35 metros de espessura, na zona correspondente ao interior do caixão. As consolas são também de secção variável entre 0,50 metros junto ao encastramento nas almas e 0,20 metros nas suas extremidades.

3.1.8.MATERIAIS

Betões:

- Tabuleiros: C40/50
- Elevação dos Pilares: C35/45
- Encontros e Fundações: C30/37

Aços:

- Armaduras passivas: A500 NR
- Armaduras activas: Aço de pré-esforço da classe 1860/1670

3.1.9. CLASSE DA OBRA DE ARTE

A obra de arte foi considerada da classe I e as acções consideradas foram as estipuladas no RSA (Regulamento de Segurança e Acções em Estruturas de Edifícios e Pontes) para pontes desta classe e para a zona territorial onde ela se localiza.

3.1.10. CRITÉRIOS DE VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA

A verificação da segurança de todos os elementos constituintes da obra de arte foi efectuada de acordo com as disposições do Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado (REBAP) e, nos casos em que este é omissivo, de acordo com a regulamentação e normas consagradas internacionalmente e em especial os EUROCÓDIGOS, nomeadamente os Eurocódigos 2 Partes 1 e 2, o Eurocódigo 7 e o Eurocódigo 8 Partes 2 e 5.

3.1.11. PROCESSO CONSTRUTIVO

A obra de arte foi realizada segundo o método dos avanços sucessivos com carros de avanço.

3.2. PRESSUPOSTOS DE CÁLCULO E DIMENSIONAMENTO – TABULEIRO CONSTRUÍDO TRAMO A TRAMO

3.2.1. MATERIAIS

Com o propósito de se proceder à comparação de materiais utilizados entre a solução real e a solução a estudar, foram considerados os materiais adoptados no projecto real:

- Betão – C40/50
- Armaduras passivas – A500 NR
- Armaduras activas – Aço de pré-esforço da classe 1860/1670

No que se refere ao sistema de pré-esforço, adoptou-se o da VSL, com cordões de 15mm e ancoragens do tipo EC, cujas características se apresentam nos quadros 3.1 e 3.2 e na figura 3.3.

Quadro 3.1 – Propriedades dos cordões

Strand type		13 mm (0.5")		15 mm (0.6")	
		Euronorm 138-79 or BS 5896: 1980 Super	ASTM A 416-85 Grade 270	Euronorm 138-79 or BS 5896: 1980 Super	ASTM A 416-85 Grade 270
Nominal diameter	(mm)	12.9	12.7	15.7	15.2
Nominal area	(mm ²)	100	98.7	150	140
Nominal mass	(kg/m)	0.785	0.775	1.18	1.10
Yield strength	(MPa)	1580 ¹⁾	1670 ²⁾	1500 ¹⁾	1670 ²⁾
Tensile strength	(MPa)	1860	1860	1770	1860
Min. breaking load P _{0.2}	(kN)	186.0	183.7	265.0	260.7
Young's modulus	(GPa)	circa 195			
Relaxation ³⁾ after 1000 h at 20°C and 0.7 x P _{0.2}	(%)	max. 2.5			

1) Measured at 0.1% residual strain (0.1% offset method)

2) Measured at 1.0% extension (1% extension under load method)

3) Valid for relaxation class 2 acc. to Euronorm 138-79/BS 5896:1980, or low relaxation grade acc. to ASTM A 416-85

Quadro 3.2 – Características do sistema de pré-esforço VSL tipo EC

	Tendon unit	A	B	C	øD	øE	øF ^{int} internal/ external	øG	H	øJ	n	X ^{int}
Strand type 13 mm (0.5")	5-3	120	130	50	90	50	40/45	130	150	10	3	155
	5-4	135	125	50	95	55	45/50	160	150	10	3	180
	5-7	165	155	55	110	74	55/60	205	200	12	4	235
	5-12	215	215	60	150	104	65/72	285	250	14	5	305
	5-19	270	285	75	180	135	80/87	365	300	16	6	385
	5-22	290	335	85	190	150	85/92	395	360	18	6	415
	5-31	340	365	95	230	172	100/107	470	400	18	8	490
	5-37	370	360	105	240	188	120/127	510	420	20	7	535
Strand type 15 mm (0.6")	6-3	135	125	50	95	55	45/50	160	150	10	3	185
	6-4	150	155	55	110	65	50/55	190	200	12	4	210
	6-7	190	170	60	135	84	60/67	260	250	14	5	280
	6-12	250	245	75	170	118	80/87	345	300	16	6	365
	6-19	310	305	95	200	150	95/102	440	350	18	7	460
	6-22	340	365	100	220	172	110/117	470	400	18	8	495
	6-31	390	350	120	260	192	130/137	560	480	20	8	590
	6-37	430	450	135	280	215	140/150	610	540	22	9	640
	6-55	520	530	160	340	255	170/180	740	630	26	9	780

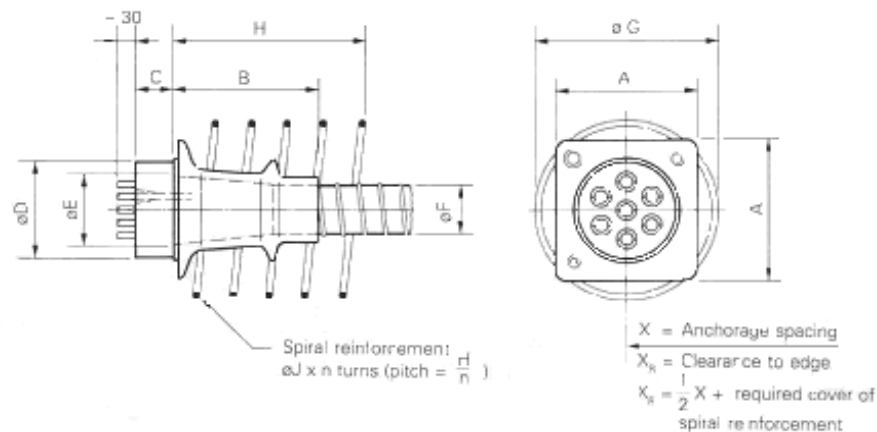


Fig. 3.3 – Ancoragem VSL tipo EC

3.2.2. Acções

No que respeita às acções, consideraram-se as estipuladas no RSA para pontes de classe I, tal como no projecto real.

Acções permanentes:

- peso próprio – gbetão = 25kN/m³
- revestimentos – grevestimentos = 4kN/m²
- pré-esforço

Acções variáveis:

- sobrecarga distribuída + sobrecarga transversal linear (“faca”) – $q_{\text{distrib}}=4\text{kN/m}^2$ e $Q_{\text{transversal}}=50\text{kN/m}$

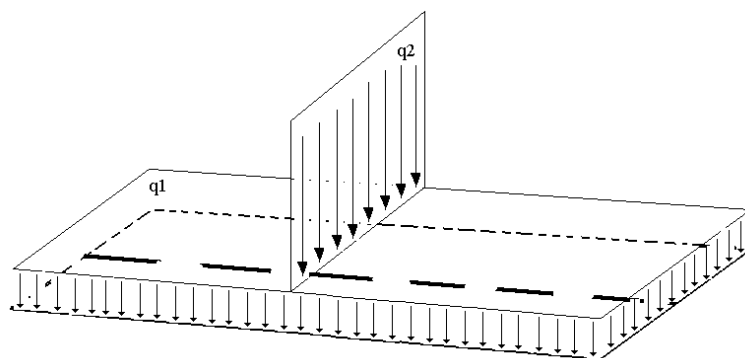


Fig. 3.4 –Sobrecarga distribuída + sobrecarga transversal linear

Valores reduzidos: $\varphi_0=0,6$; $\varphi_1=0,4$; $\varphi_2=0,2$ ($\varphi_2=0$ quando a acção sísmica é acção de base)

▪ veículo tipo

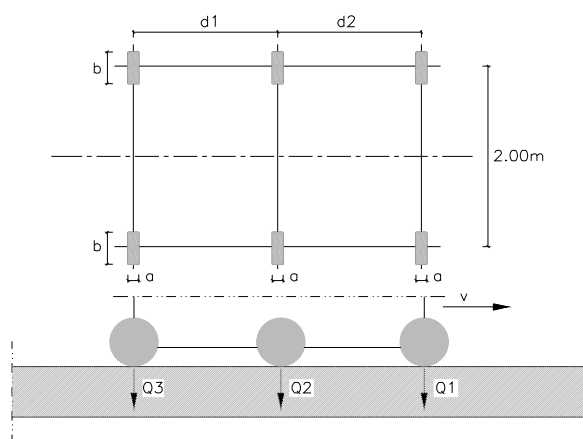


Fig. 3.5 –Representação das cargas do veículo tipo

Quadro 3.3 – Valores das cargas e afastamentos do veículo tipo

	Q1 (kN)	Q2 (kN)	Q3 (kN)	a (m)	b (m)	d1 (m)	d2 (m)
Classe I	200	200	200	0,20	0,60	1,50	1,50
Classe II	100	100	100	0,20	0,40	1,50	1,50

Valores reduzidos: $\varphi_0=0,6$; $\varphi_1=0,4$; $\varphi_2=0,2$

▪sobrecarga distribuída em passeios – $q_{\text{passeios}}=3\text{kN/m}^2$

Valores reduzidos: $\varphi_0=0,6$; $\varphi_1=0,4$; $\varphi_2=0,2$

▪sobrecarga concentrada em passeios – $Q_{\text{passeios}}=20\text{kN}$

3.2.3.COMBINAÇÕES DE ACÇÕES

Consideraram-se as seguintes combinações de acções:

Estado Limite Último:

$$\blacksquare \text{Combinação fundamental} - \gamma_g \times G_k + \gamma_q \times Q_{k1} + \sum \gamma_q \times \psi_{0i} \times Q_{ki} \quad (3.1.)$$

em que :

$$\gamma_g = 1,35$$

$$\gamma_q = 1,50$$

Estados Limites Últimos de Utilização:

$$\blacksquare \text{Combinação característica} - \sum G_k + Q_{k1} + \sum \psi_{0i} \times Q_{ki} \quad (3.2.)$$

$$\blacksquare \text{Combinação Frequente} - \sum G_k + \psi_1 \times Q_{k1} + \sum \psi_{2i} \times Q_{ki} \quad (3.3)$$

$$\blacksquare \text{Combinação Quase Permanente} - \sum G_k + \sum \psi_{2i} \times Q_{ki} \quad (3.4)$$

3.2.4.SIMPLIFICAÇÕES E EFEITOS DESPREZADOS

Desprezaram os seguintes aspectos:

- Inclinação longitudinal e transversal do tabuleiro;
- Curvatura em planta;
- Perdas de pré-esforço por atrito em planta;
- Assentamentos de apoio;
- Variações uniformes e diferenciais de temperatura;
- Torção.

Uma vez que programa de cálculo só permite o cálculo de pontes em viga contínua de 5 vãos, o dimensionamento foi efectuado para um vão tipo de 90m, correspondendo ao vão central de um tabuleiro de 5 vãos cujos esforços praticamente não diferem dos que se instalam nos vãos centrais de uma ponte com um maior número de vãos.

3.2.5.PROGRAMA DE CÁLCULO

A análise longitudinal do tabuleiro foi efectuada com o EBA (Easy Bridge Analysis) [30], o qual consiste num programa em ambiente Microsoft Excel, com macros compiladas em Visual Basic.

O programa é composto por dois módulos, denominados “ESTRUTURA” e “ESTRUTURA_PF”. O funcionamento dos mesmos é explicado pelos organogramas das figuras 3.6 e 3.7.

Nos mesmos organogramas representa-se a tracejado as alterações efectuadas ao programa.

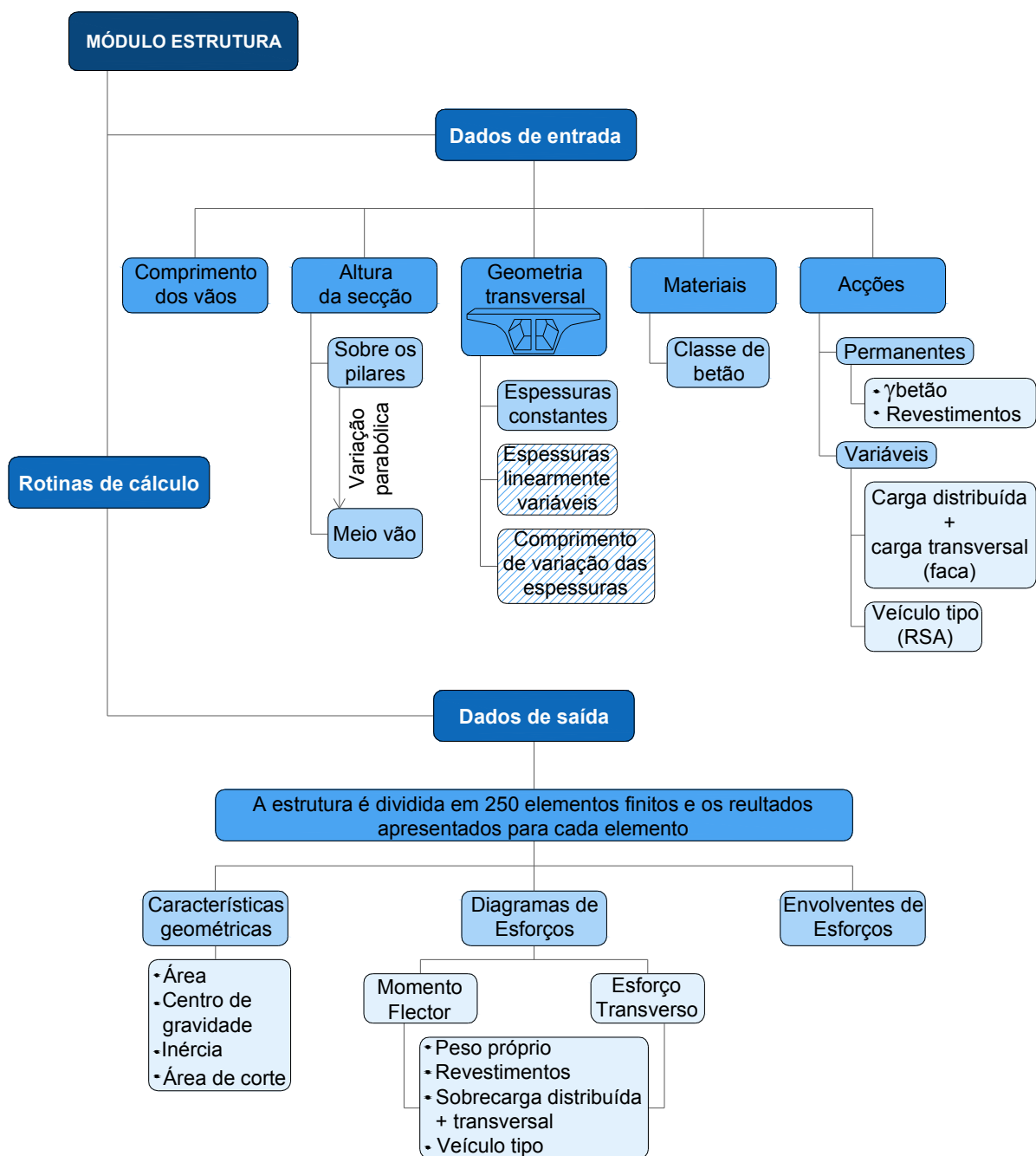


Fig. 3.6 –Organograma do módulo “ESTRUTURA”

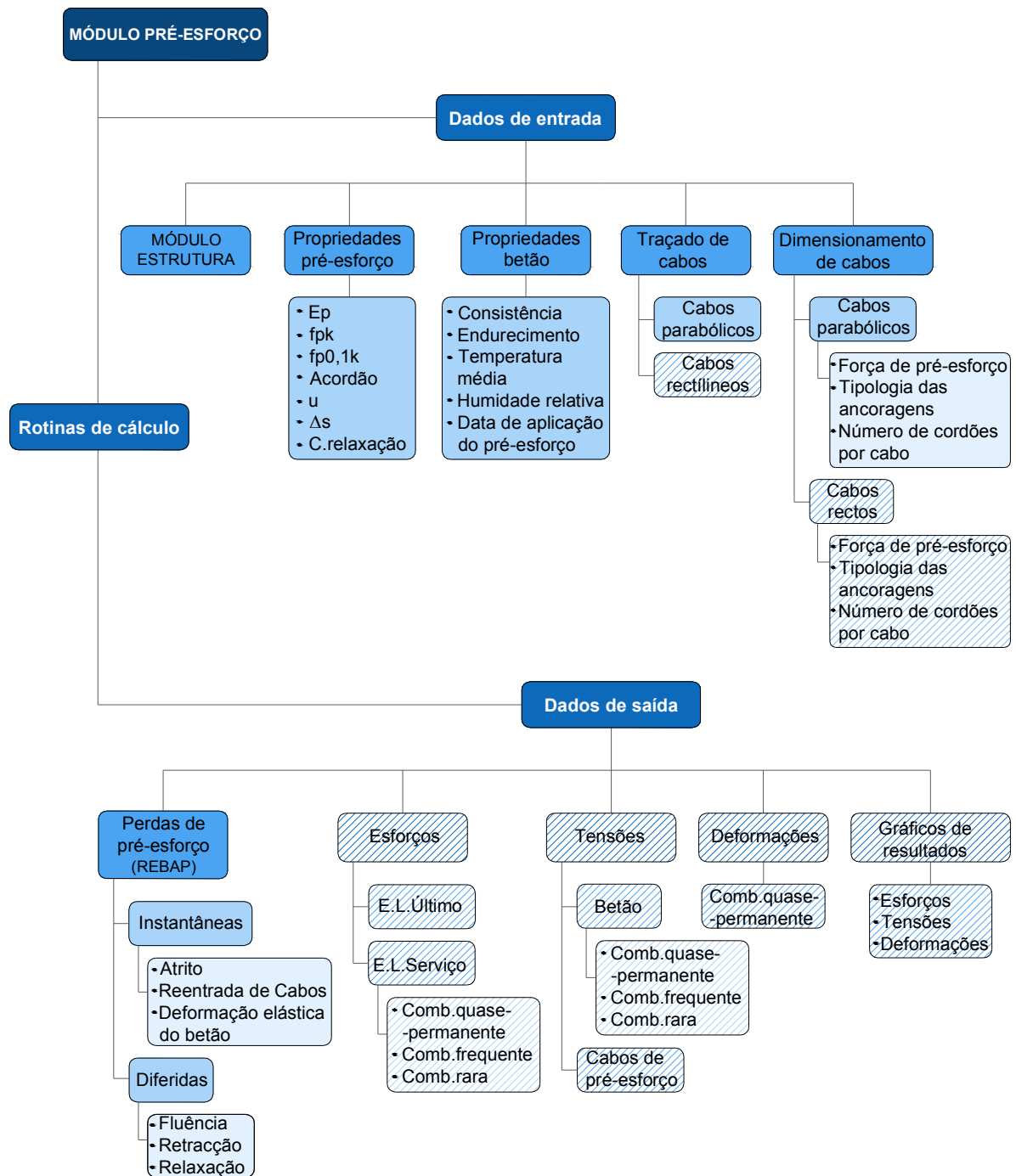


Fig. 3.7 –Organograma do módulo “ESTRUTURA_PF”.

Métodos de cálculo utilizados no programa:

- Os esforços da estrutura são calculados pelo método das forças;
- O cálculo das perdas de pré-esforço é efectuado segundo o preconizado no REBAP;
- O cálculo dos momentos flectores hiperestáticos devidos ao pré-esforço é realizado pelo método dos coeficientes de influência [23];
- O cálculo de deformações é efectuado pelo método da integração elástica.

Limitações do programa de cálculo:

- O número de vãos é fixo e igual a 5;
- O número de elementos finitos é fixo;
- Inclinações longitudinal e transversal constantes;
- Não são contabilizadas perdas de pré-esforço devidas ao atrito em planta;
- Não permite o cálculo de esforços provocados por:
 - Assentamentos de apoio;
 - Variações uniformes e diferenciais de temperatura;
 - Torção;
 - Faseamento construtivo.

A análise transversal do tabuleiro foi efectuada no programa *ROBOT Millennium 17.5*.

3.3. PRÉ-DIMENSIONAMENTO

3.3.1. PRÉ-DIMENSIONAMENTO DA SECÇÃO TRANSVERSAL

3.3.1.1. Campo de aplicação de secções transversais em betão armado em função do vão

A escolha da secção transversal é dos primeiros aspectos a definir no projecto de uma ponte e depende de um conjunto de factores que se passam a descrever:

- Implantação dos pilares (afastamento transversal e comprimento dos vãos);
- Gabarit;
- Material estrutural;
- Processo construtivo e equipamentos utilizados;
- Cargas actuates;
- Inserção paisagística;
- Condicionantes específicas da Obra;
- Economia da solução.

A secção transversal condiciona o restante dimensionamento pelo que a sua escolha deve ser criteriosa. De salientar que a inserção paisagística é um factor que tem ganho uma importância crescente em resultado do impacte ambiental e visual associado a este tipo de Obras.

Como já foi referido, a economia é um dos critérios que dita a fase de concepção, e para o qual o uso eficiente dos materiais desempenha um papel fundamental.

A eficiência estrutural da secção depende da melhor distribuição do material e das suas propriedades e pode ser quantificada através do parâmetro ρ que traduz a sua “aptidão” para suportar esforços de flexão. A eficiência é tanto maior quanto maior for este parâmetro, sendo no máximo unitário [24].

O coeficiente de eficiência, ρ , é dado por:

$$\rho = \frac{I}{A \times v_s \times v_i} \quad (3.5)$$

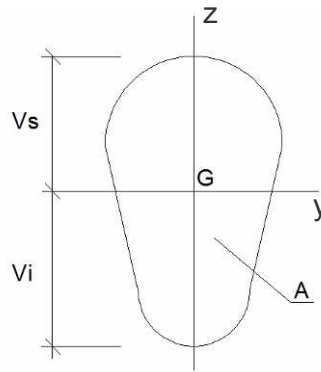
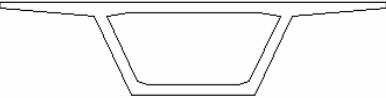


Fig. 3.8 –Representação esquemática das grandezas

Quadro 3.4 – Valores do parâmetro de eficiência para secções correntes [24]

Secção transversal	ρ
	0,333
	~0,35 a 0,40
	~0,45 a 0,50
	~0,50 a 0,65

O quadro 3.4 esquematiza os valores do parâmetro de eficiência de secções correntes. A comparação dos valores do quadro conduz à conclusão de que a secção em caixa é de facto das mais eficientes, contudo isto não implica que a escolha da mesma conduza sempre a soluções mais económicas. Na verdade, para vãos reduzidos, o de custo da cofragem mais elaborada deste tipo de secções torna-se um factor de exclusão, adoptando-se frequentemente soluções mais simples.

Os tipos de secções mais correntes em pontes de betão armado construídas *in situ* são:

- Tabuleiro em laje maciça simples;
- Tabuleiro em laje com aligeiramentos longitudinais;
- Tabuleiro vigado;

- Tabuleiro nervurado;
- Tabuleiros em caixão.

No quadro 3.5 apresenta-se várias configurações de secções transversais possíveis de adoptar no projecto de uma ponte rodoviária, fazendo referência à gama de vãos a que melhor se adaptam.

Quadro 3.5 – Gama de vãos aplicável a secções correntes de pontes rodoviárias

Configuração do tabuleiro	Gama de vãos
Tabuleiro em laje maciça simples	Até 20 a 25m
Tabuleiro em laje com aligeiramentos longitudinais	Até 30m
Tabuleiro vigado	De 20 a 55m
Tabuleiro com longarinas espessas de baixo cutelo	Até 35m
Tabuleiro com longarinas esbeltas de grande cutelo	De 30 a 45m
Tabuleiro em caixão de altura constante	De 40 a 70m
Tabuleiro em caixão de altura variável	De 70 a 240m

3.3.1.2. Expressões empíricas de pré-dimensionamento de secções em caixão

Os tabuleiros em caixão permitem obter soluções de grande leveza, aliada a uma grande eficiência estrutural e uma enorme resistência à torção.

O espaço vazio no seu interior confere-lhe um conjunto de vantagens tais como a possibilidade de passar redes de tubagem no seu interior, a possibilidade de acrescentar pré-esforço de reforço e a facilidade de acesso para inspecção.

O tabuleiro em caixão pode ser unicelular ou multicelular, embora a tendência actual seja a opção por caixões unicelulares (2 almas) ou no caso de tabuleiros largos, dois caixões unicelulares, colocados lado a lado.

A opção por uma ou mais células depende da largura do banzo superior, sendo as secções unicelulares aplicáveis preferencialmente quando esta é igual ou inferior a seis vezes a altura da secção, com um limite económico de 15 a 18m [25].

No caso de secção variável, a altura da secção sobre os pilares e o vão deve obedecer a uma relação compreendida entre $L/16$ e $L/20$, passando de $L/35$ a $L/60$ no meio vão. No caso de tabuleiros de secção constante a relação entre altura da secção e o vão situa-se entre $L/18$ e $L/25$ sendo o intervalo óptimo de $L/17$ a $L/20$ [14].

A primeira aproximação às espessuras dos vários elementos que constituem a secção em caixão é efectuada a partir de expressões cujo desenvolvimento teve por base a experiência, isto é, foram definidas a partir de um conjunto de obras já realizadas, cuja geometria transversal conduziu a bons resultados.

Existem diversas propostas referentes ao pré-dimensionamento de secções em caixão. Neste trabalho são apresentadas as propostas de Schlaich [26], Calgaró [27] e SETRA [28].

Proposta de Schlaich :

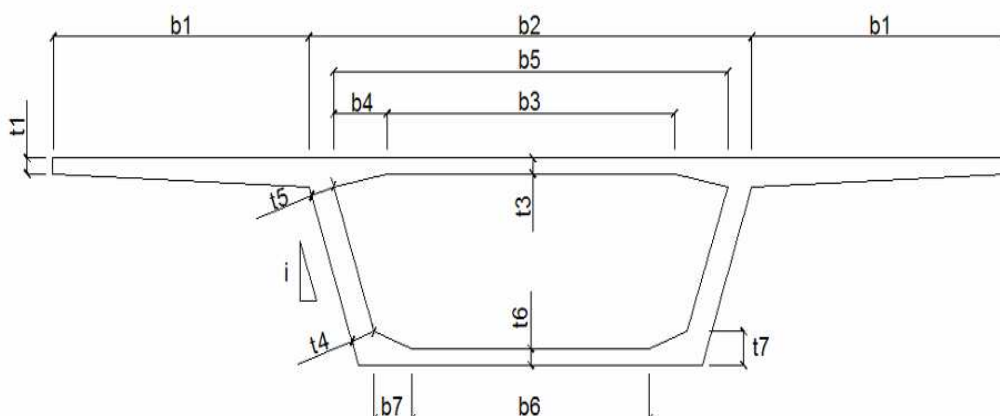


Fig. 3.9 –Representação das dimensões de uma secção em caixa (posposta de Schlaich) [26]

Quadro 3.6 – Dimensões mínimas de secções em caixa [26]

Larguras		Espessuras Mínimas		Esbeltezas dos banzos e inclinação das almas	
$b_1 / b_2 = 0,45$	(3.6)	$t_1 > 200mm$	(3.9)	$b_3 / t_3 < 30$	(3.16)
		$t_3 > 200mm$	(3.10)		
$b_4 / b_5 < 0,2$	(3.7)	$t_4 > 300mm$	(3.11)	$b_6 / t_6 < 30$	(3.17)
		$t_6 > 150mm$	(3.12)		
$b_7 / b_6 < 0,2$	(3.8)	$t_2 / t_4 \sim 2 \text{ a } 4$	(3.13)	$i \sim 1/3 \text{ a } 1/4$	(3.18)
		$t_5 \sim 1.1 \text{ a } 1.5 t_4$	(3.14)		
		$t_7 > 2 t_6$	(3.15)		

Proposta de Calgaró :

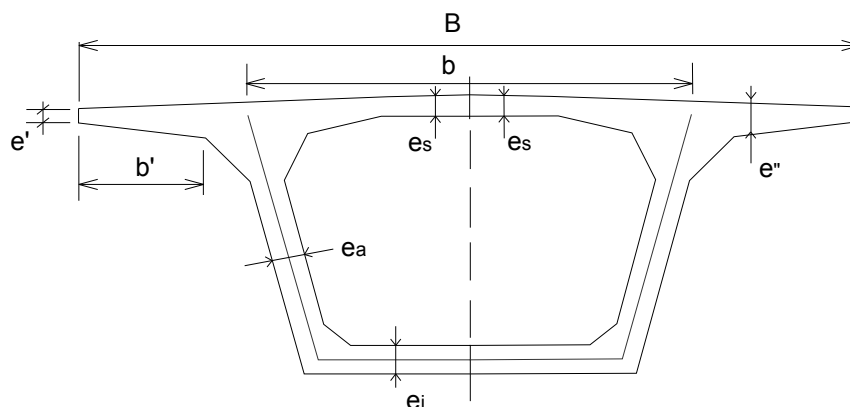


Fig. 3.10 –Representação das dimensões de uma secção em caixa (proposta de Calgaró) [27]

Quadro 3.7 – Expressões de pré-dimensionamento da altura da secção [27]

Tipo de tabuleiro		Expressões	
Altura constante		$\frac{L}{HP} = \frac{L}{HC} = 20 \text{ a } 22$	(3.19)
Altura variável	Simplesmente apoiado	$\frac{L}{HP} = 16 + 0.25 \times \left(\frac{L}{100} \right)^4$	(3.20)
		$\frac{L}{HC} = 0.16 \times L + 22 - \frac{7.5}{(L/50)^3}$	(3.21)
	Encastrado	$\frac{L}{HP} = 16 + 0.25 \times \left(\frac{L}{100} \right)^4$	(3.22)
		$\frac{L}{HC} = 0.2 \times L + 25 - \frac{7.5}{(L/50)^3}$	(3.23)

Em todo o caso, a altura mínima do caixão deve ser da ordem dos 2,30m, a fim de permitir a visita e inspecção em condições de conforto e segurança aceitáveis.

Quadro 3.8 – Expressões de pré-dimensionamento das espessuras da secção [27]

Espessuras (cm)			Pré-esforço tradicional		Pré-esforço exterior	
B/b			$\cong 2$	(3.24)	$\cong 2$	(3.32)
e'			$\geq 20 \text{ a } 25$	(3.25)	$\geq 20 \text{ a } 25$	(3.33)
e''			$b'/5 \text{ a } b'/7$	(3.26)	$b'/5 \text{ a } b'/7$	(3.34)
e _s			$b(cm)/25$	(3.27)	$b(cm)/25$	(3.35)
Meio vão			$\geq \text{Max}[18cm; 3\phi; e_a / 3]$ (3.28)		$\geq \text{Max}[18cm; e_a / 3]$	(3.36)
e _i	Sobre os pilares	H constante	$\cong 3 \times \text{Max}[18cm; 3\phi; e_a / 3]$ (3.29)		$\cong 3 \times \text{Max}[18cm; e_a / 3]$ (3.37)	
		H variável	$\cong 2,5 \times \text{Max}[18cm; 3\phi; e_a / 3]$ (3.30)		$\cong 2,5 \times \text{Max}[18cm; e_a / 3]$ (3.38)	
e _a			$26 + \frac{L(m)}{5}$	(3.31)	$\frac{L(m)}{2,75} + 125 \times \frac{B}{L} - 12,5$	(3.39)

Proposta de SETRA :

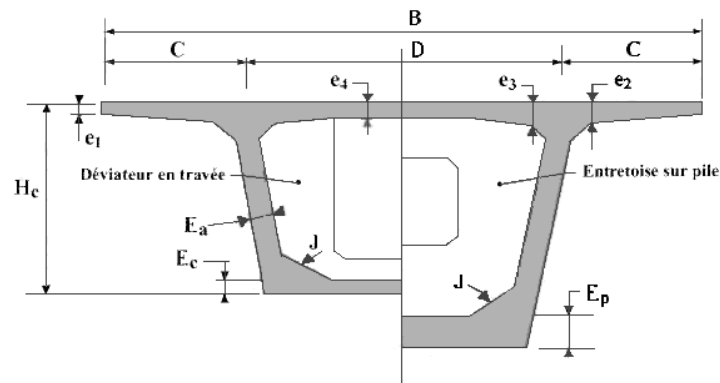


Fig. 3.11 – Representação das dimensões de uma secção em caixão (proposta da SETRA) [28]

Quadro 3.9 – Expressões de pré-dimensionamento da altura da secção [28]

Tipo de tabuleiro		Fórmulas	
Altura constante		$\frac{L}{HP} = \frac{L}{HC} = 20 \text{ a } 25$	(3.40)
		$H_{\min} = 2,20m$	
Altura variável	Simplesmente apoiado e construído por avanços	$\frac{L}{HP} = 14 + \frac{L}{45}$	(3.41)
		$\frac{L}{HC} = 19 + \frac{L}{7}$	(3.42)
	Caso geral	$\frac{L}{HP} = \frac{1}{16} \text{ a } \frac{1}{18}$	(3.43)
		$\frac{L}{HC} = \frac{1}{30} \text{ a } \frac{1}{35}$	(3.44)

Quadro 3.10 – Expressões de pré-dimensionamento das espessuras da secção [28]

Espessuras (cm)	Pré-esforço tradicional
C	$\cong B/4$ (3.45)
e_1	16 a 18 cm no caso de guarda corpos 23 cm no caso de barreira normal BN1 24 cm no caso de barreira normal BN4
e_2	$= \frac{C}{7}$ a $\frac{C}{8}$ (3.46)

e_4	$= \frac{D}{25} \text{ a } \frac{D}{30}, \text{ até } \frac{D}{35} \quad (3.47)$ $\min = 20\text{cm}$
e_3	$= 0,10 + \frac{D}{25} \quad (3.48)$ $> e_2 - 0,10(m) \quad (3.49)$ $e_3 > 1,5e_4 \quad (3.50)$ (Se o caixão for pré-esforçado transversalmente as espessuras e_2 , e_3 e e_4 podem ser reduzidas 10%)
	$= \frac{L}{275} + 1,25 \times \frac{B}{L} - 0,125 \quad (3.51)$
	$= 0,26 + \frac{L}{500} \quad (3.52)$ (bons resultados para pontes com vãos de 70 a 170m e largura do tabuleiro inferior a 15m)
E_a	$> 2 \times (e + 2d + V) + \phi g \quad (3.53)$ <i>com $V = 7\text{cm}$ (fig. 3.12 a))</i>
	$> 2 \times D \quad (3.54)$ <i>com $D = 18 \text{ a } 20\text{cm}$ (fig. 3.12 b))</i>
	$> 3\phi_g \quad (3.55)$ <i>com $\phi_g = 7\text{cm}$ (fig. 3.12 c))</i>
E_c (meio vão)	$= 2\phi_g + d + e \quad (3.56)$
E_c (sobre o pilar)	$> 18 \text{ a } 22\text{cm} \quad (\text{fig. 3.13})$ $35 \text{ a } 80 \text{ cm ou superior}$
Goussets superiores	$30^\circ < \alpha < 45^\circ \quad (\text{fig. 3.14 a))}$
Goussets inferiores	$40^\circ < \alpha < 45^\circ \quad (\text{fig. 3.14 b))}$

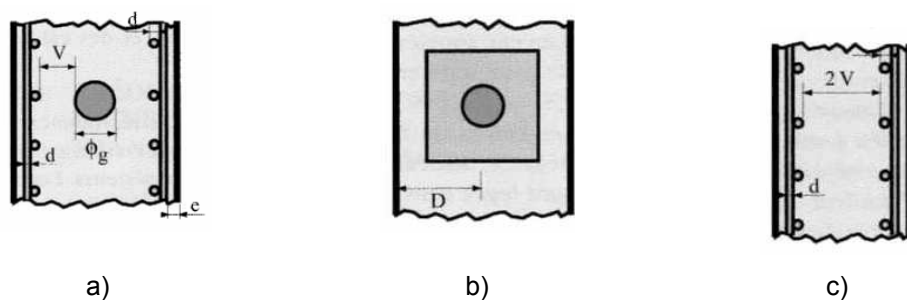


Fig. 3.12 – Espessura mínima da alma para garantir boas condições e ancoragem dos cabos

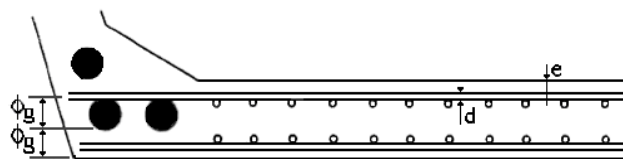


Fig. 3.13 – Espessura mínima do banzo inferior para garantir boas condições e ancoragem dos cabos

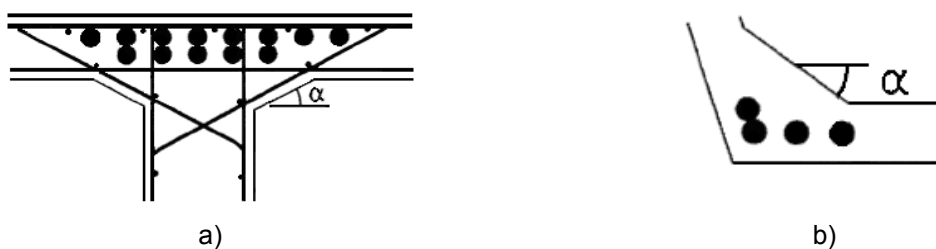


Fig. 3.14 – a) Representação do gousset superior, b) Representação do gousset inferior

Adicionalmente, devem ser tidas em consideração, as seguintes regras de boa prática [28]:

- As almas são na sua maioria dos casos inclinadas ($i \approx 10$ a 30% com a vertical) para facilitar a descofragem e reduzir a largura do topo dos pilares;
- Verticalmente, é corrente a adopção de uma espessura constante para as almas em toda a sua altura;
- A espessura do banzo inferior é mínima no vão e máxima sobre o pilar. A lei de variação da espessura em função da abscissa pode ser linear, parabólica ou do 4º grau;
- A meio vão deve situar-se sempre que possível, entre 18 e 22 cm para reduzir o peso próprio do caixão;
- Em caixões largos, a flexão transversal é preponderante e a espessura é da ordem dos 25 cm;
- É aconselhável que a espessura não seja inferior a 1/3 da espessura das almas para que o caixão possa ser considerado indeformável transversalmente;
- É aconselhável adoptar uma margem de segurança, na definição da espessura do banzo inferior sobre os pilares, em relação à tensão de compressão máxima, de forma a diminuir a redistribuição por fluência;
- O contorno interior dos goussets superiores deve ser rectilíneo com um ângulo entre 30 e 45º para facilitar a betonagem;
- Pelo contrário, o contorno exterior dos goussets deve ser circular por razões estéticas;
- Quando o banzo inferior é largo, α pode descer 10 a 15º.

3.3.1.3. Secção transversal – 1.ª aproximação

A primeira condicionante do dimensionamento da secção transversal do tabuleiro é o perfil transversal definido no projecto de vias de comunicação, que determina a largura e inclinação da mesma.

Geometria da plataforma:

- N.º de vias – 2;
- N.º de faixas por via – 3;

- Largura da via – 17,75m;
- Largura Total – 35,50m.

Constituição da faixa:

- 0,90 metros de separador central, no qual se inclui o perfil de segurança tipo “New-Jersey”;
- 1,00 metros de berma esquerda;
- $3 \times 3,50$ metros de faixa de rodagem;
- 4,50 metros de berma direita;
- 0,85 metros de perfil metálico de segurança, passadiço e viga de bordadura, dos quais 0,50 metros estão disponíveis para a circulação do pessoal de manutenção.

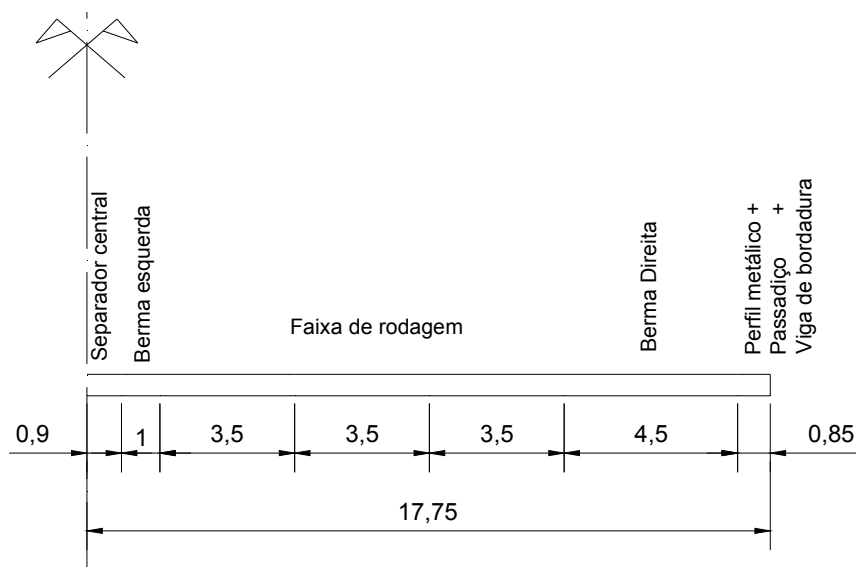


Fig. 3.15 – Representação esquemática da plataforma

A primeira aproximação da secção transversal foi realizada com base nas expressões empíricas propostas pela SETRA [28], apresentadas na subsecção anterior.

Altura da secção:

A altura do tabuleiro para vãos superiores a 90m é geralmente variável, contudo, uma vez que o estudo contempla o dimensionamento do tabuleiro construído tramo a tramo, com cimbres autolancáveis, cada vão é betonado de uma só vez sobre a mesma cofragem. Assim, para facilitar o avanço da cofragem interior, é conveniente que a altura do tabuleiro seja constante.

$$\left. \begin{array}{l} \frac{L}{20} = \frac{90}{20} = 4,5m \\ \frac{L}{25} = \frac{90}{25} = 3,6m \end{array} \right\} H = 4,5m$$

Banzo superior:

$$B = 17,75m$$

$$C \approx \frac{B}{4} = \frac{17,75}{4} = 4,4375 \rightarrow C = 4,5m \rightarrow D = 17,75 - 2 \times 4,5 = 8,75m$$

$$e_1 = 20 \text{ cm}$$

$$e_2 \approx \frac{1}{7} \text{ a } \frac{1}{8} \times 4,5 \rightarrow 0,56 \leq e_2 \leq 0,64 \rightarrow e_2 = 0,60m$$

$$e_3 \approx 0,10 + \frac{D}{25} = 0,10 + \frac{8,75}{25} = 0,45m$$

$$\left. \begin{array}{l} e_4 = \frac{D}{25} = \frac{8,75}{25} = 0,35 \\ e_4 = \frac{D}{30} = \frac{8,75}{30} = 0,29 \end{array} \right\} e_4 = 0,30m$$

Em geral, deve-se verificar as seguintes condições:

$$\left. \begin{array}{l} e_3 > e_2 - 0,10 \Leftrightarrow e_3 > 0,60 - 0,10 \rightarrow e_3 > 0,50 \\ e_3 > 1,5e_4 \Leftrightarrow e_3 > 1,5 \times 0,30 \rightarrow e_3 > 0,45 \end{array} \right\} e_3 = 0,60m$$

Almas:

$$E_a = \frac{L}{275} + 1,25 \times \frac{B}{L} - 0,125 = \frac{90}{275} + 1,25 \times \frac{17,75}{90} - 0,125 = 0,45m$$

$$E_a = 0,26 + \frac{L}{500} = 0,26 + \frac{90}{500} = 0,44m$$

A espessura das almas deve atender a condições relativas à boa betonagem e ancoragem dos cabos de pré-esforço.

$$a > 2(e + 2d + V) + \phi_g \quad \text{com} \quad V_{\min} = 7cm$$

Considerando uma armadura ordinária $\phi 16$, 1 cabo de 37 cordões da VSL ($\phi_g = 150mm$) e um recobrimento de 4cm:

$$a > 2(0,040 + 2 \times 0,016 + 0,070) + 0,150 = 0,434 \rightarrow a = 0,45m$$

Sobre os pilares e numa extensão de 1/5 do vão para cada uma dos lados do mesmo, as almas devem ser espessadas por forma a resistir ao esforço transversal e suportar na secção de ancoragem (1/5 do vão) a força concentrada aplicada aquando o esticamento dos cabos.

Numa primeira fase considera-se uma espessura da alma de 0.65m, a qual será verificada após o pré-dimensionamento do pré-esforço.

Banzo inferior:

A espessura do banzo inferior na zona de meio vão, deve ser tal que:

$$E_p \geq \frac{1}{3} \times E_a^v = \frac{1}{3} \times 0,45 = 0,15m \rightarrow E_p = 0.20m$$

A espessura do banzo inferior sobre os pilares varia entre 35 a 80 cm e às vezes mais. Numa primeira aproximação adoptou-se uma espessura de 0.8m.

Na figura 3.16 apresenta-se a 1.^a aproximação à secção transversal

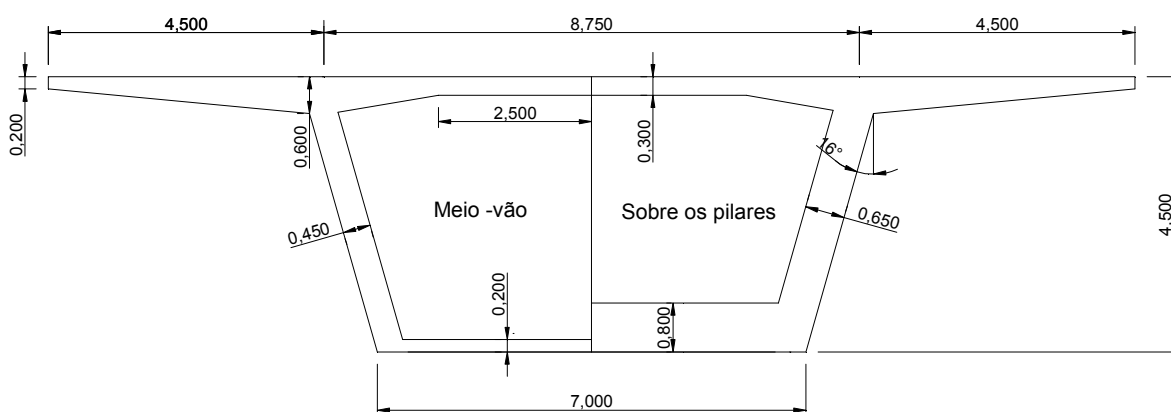


Fig. 3.16 – Secção transversal – 1.^a aproximação

A espessura do banzo superior é condicionada pela resistência ao esforço transversal, na secção sobre as almas e pelo momento reduzido na secção de meio vão entre as almas. Na figura 3.17 representam-se as secções de verificação, correspondendo S_v e S_m às secções de verificação do esforço transversal e do momento reduzido, respectivamente.

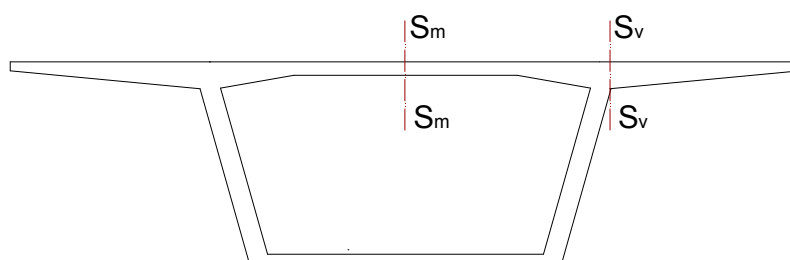


Fig. 3.17 – Secções de verificação

Em fase de pré-dimensionamento, estas verificações podem ser efectuadas a partir de modelos simplificados.

Em secções fechadas, as rotações da laje nas almas são, normalmente suficientemente pequenas para que a laje possa ser assumida como encastrada nesta zona, independentemente do tipo de carregamento [33].

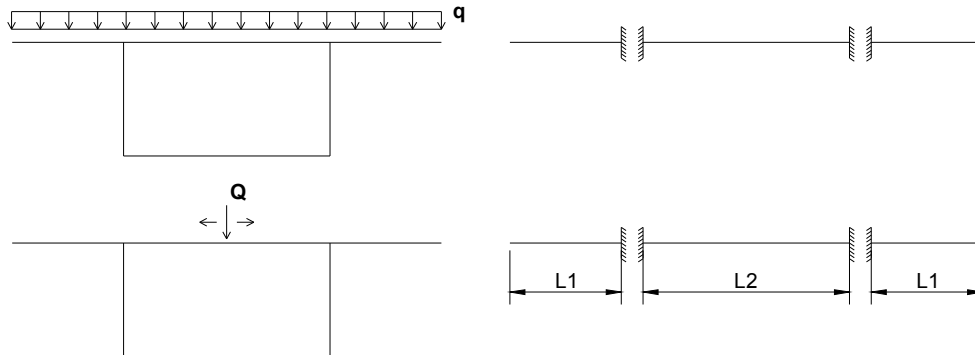


Fig. 3.18 – Condições de apoio do banço superior de caixões unicelulares [33]

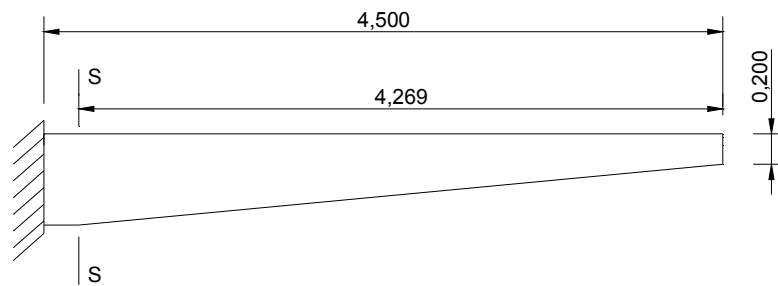


Fig. 3.19 – Modelo simplificado das consolas do banço superior

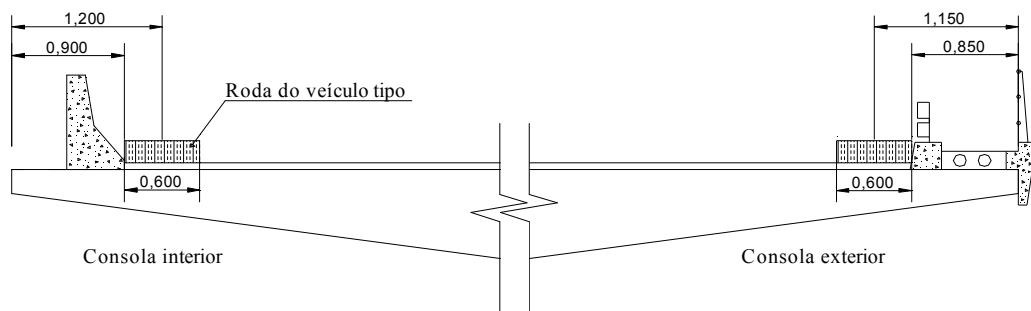


Fig. 3.20 – Distância mínima do veículo ao bordo da consola

O veículo tipo foi considerado em três posições distintas, tal como se representa na figura 3.21.

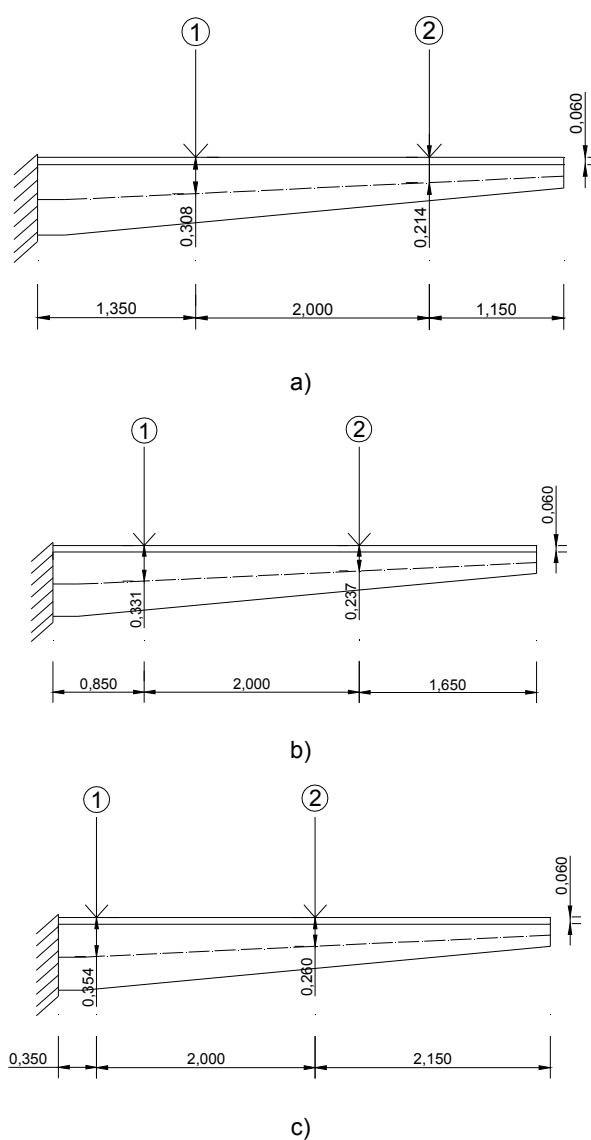


Fig. 3.21 –Posições consideradas para o veículo tipo: a) Posição 1, b) Posição 2, c) Posição 3

O esforço transversal provocado pelo veículo tipo foi calculado de acordo com o artigo 103.º do REBAP, sobre lajes sujeitas a cargas concentradas.

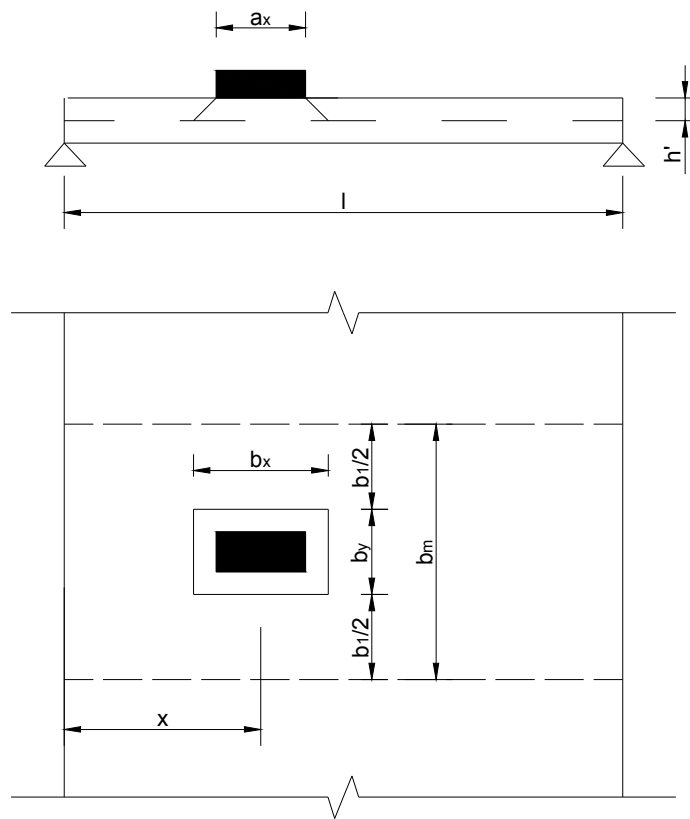


Fig. 3.22 –Modelo simplificado de degradação de cargas concentradas [38]

$$b_y = a_y + 2h' \quad (3.57)$$

$$b_1 = 0.3x \quad (3.58)$$

$$b_m = b_y + b_1 \quad (3.59)$$

$$b_y \leq 0,4l \quad (3.60)$$

$$b_x \leq 0,2l \quad (3.61)$$

Aplicando as expressões 3.60 e 3.61:

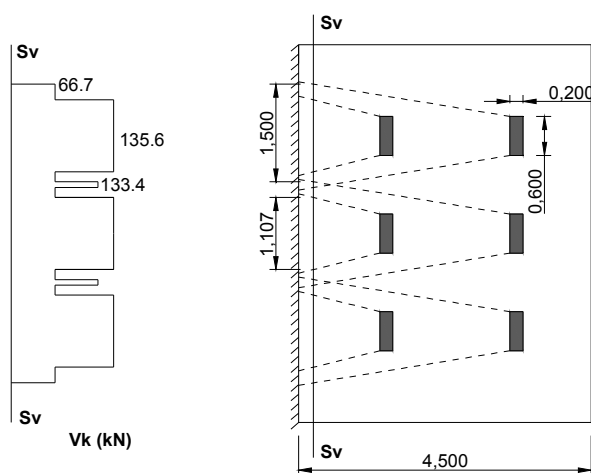
$$b_y \leq 0,4 \times 4,5 = 1,8m$$

$$b_x \leq 0,2 \times 4,5 = 0,9m$$

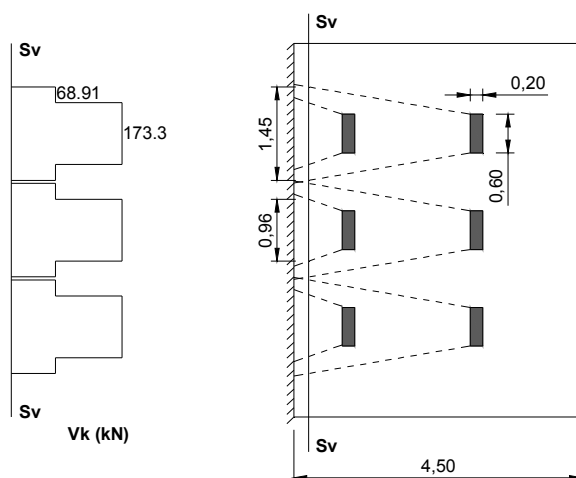
No quadro 3.11 apresentam-se os resultados da aplicação das expressões 3.57, 3.58 e 3.59, para as cargas 1 e 2, colocadas nas posições 1,2 e 3 representadas na figura 3.21.

Quadro 3.11 – Largura de distribuição das cargas do veículo tipo para determinação do esforço transversal no apoio da consola

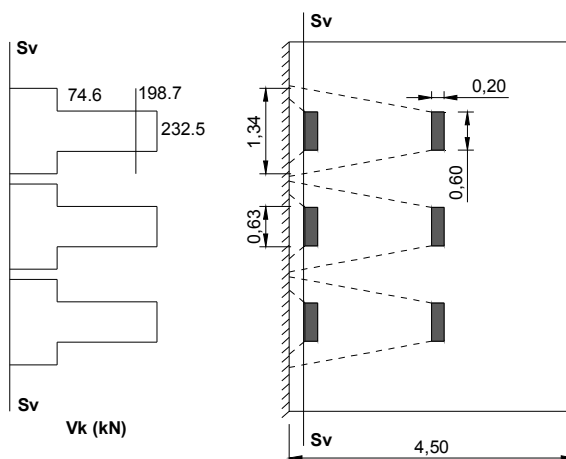
	Posição 1		Posição 2		Posição 3	
	Carga 1	Carga 2	Carga 1	Carga 2	Carga 1	Carga 2
a_x	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6
a_y	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
h'	0,308	0,214	0,331	0,237	0,354	0,26
x	1,35	3,35	0,85	2,85	0,35	2,35
b_y	0,508	0,414	0,531	0,437	0,554	0,46
b_1	0,405	1,005	0,255	0,855	0,105	0,705
b_m	0,913	1,419	0,786	1,292	0,659	1,165



a) Veículo tipo na posição 1



b) Veículo tipo na posição 2



c) Veículo tipo na posição 3

 Fig. 3.23 – Esforço transverso devido ao veículo tipo calculado na secção S_v da consola por métodos simplificados

Pode-se constar na figura 3.23, que o veículo tipo colocado na posição 3 conduz ao máximo valor do esforço transverso. Contudo, uma vez que este valor só se verifica numa extensão reduzida, no caso do mesmo se instalar na estrutura, haveria uma redistribuição de esforços. Por este motivo, não foi considerado o valor máximo (232,5kN), mas antes um valor correspondente à média pesada entre 232,5 e 74,6kN, sendo os respectivos pesos, o comprimento onde se verificam os correspondentes esforços.

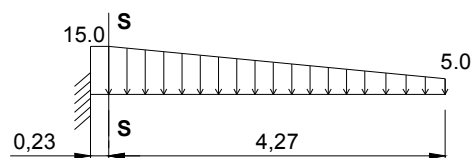


Fig. 3.24 – Acção do peso próprio na consola do banzo superior

$$V_{sd}(S) = 1,35 \times 42,7 + 1,5 \times 198,7 = 355,7 \text{ kN} / \text{m}$$

Segundo o EC2 [37], o esforço transverso resistente, para elementos sem armadura de esforço transverso, é dado por:

$$V_{rd,c} = \left[C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp} \right] b_w d \quad (3.62)$$

com um mínimo de:

$$V_{rd,c} = \left[v_{\min} + k_1 \sigma_{cp} \right] b_w d \quad (3.63)$$

em que:

$V_{Rd,c}$ é em N

f_{ck} é em MPa

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} \text{ (valor recomendado)}$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \text{ com } d \text{ em mm}$$

$$\rho_l = \frac{As_l}{b_w d} \leq 0,02$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} \leq 0,2f_{cd}$$

$$V_{min} = 0,035k^{3/2}f_{ck}^{1/2}$$

Igualando o esforço transversal actuante, V_{Ed} ao esforço transversal resistente, $V_{Rd,c}$, obteve-se a altura mínima da secção do banzo superior sobre as almas:

$$V_{Rd,c} \geq V_{Ed} \Leftrightarrow \left(\frac{0,18}{1,5} \times \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) \times (100 \times 0,005 \times 40)^{1/3} \right) \times 1000 \times d \geq 355695 \text{ N / m} \Leftrightarrow d \geq 715 \text{ mm}$$

Logo, considerou-se $h=0,80\text{m}$.

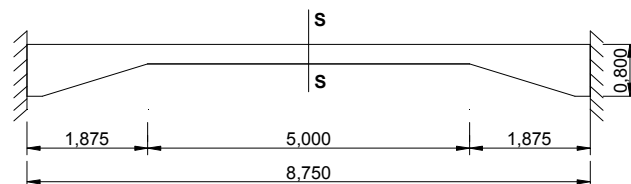


Fig. 3.25 – Modelo simplificado do vão interior do banzo superior

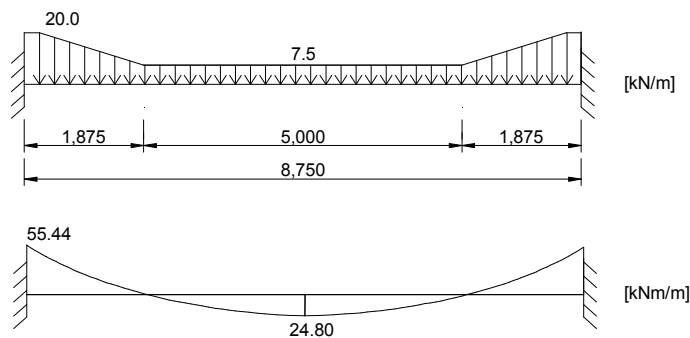
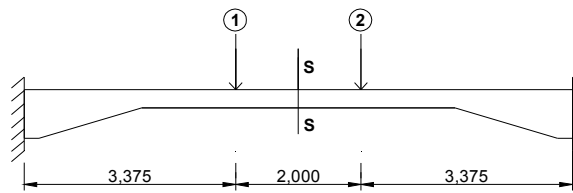
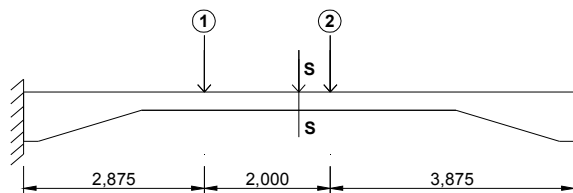


Fig. 3.26 – Momento flector positivo no vão interior do banzo superior devido ao peso próprio

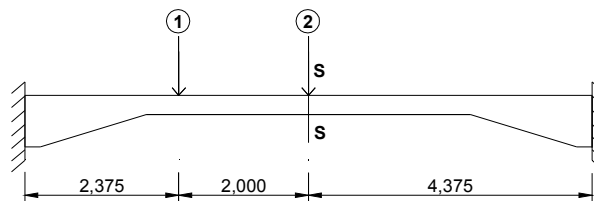
O diagrama de momentos flectores devido a cargas concentradas é sempre poligonal, com os vértices sob as respectivas cargas. Consideraram-se 3 posições para o veículo tipo, conforme representado na figura 3.27.



a) Posição 1



b) Posição 2



c) Posição 3

Fig. 3.27 – Posições do veículo tipo

$$b_1 = x \left(1 - \frac{x}{l} \right) \quad (3.64)$$

$$b_y \leq 0,8l \quad (3.65)$$

Aplicando a expressão 3.65:

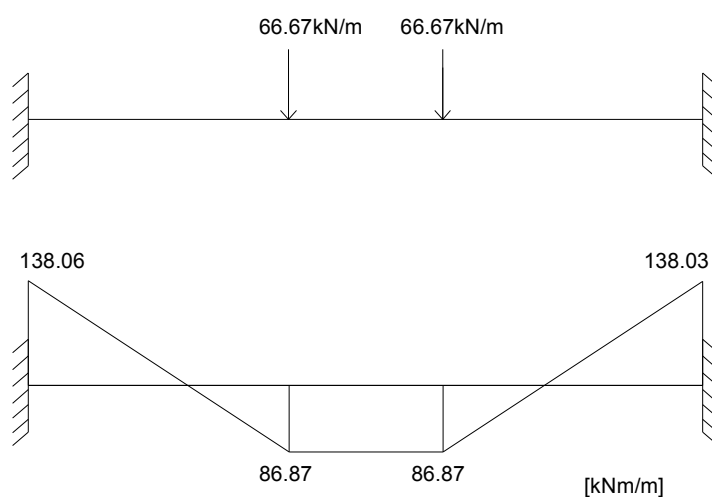
$$b_y \leq 0,8l = 0,8 \times 8,75 = 7,0m$$

No quadro 3.12 apresentam-se os resultados da aplicação das expressões 3.57, 3.59 e 3.64, para as cargas 1 e 2, colocadas nas posições 1,2 e 3 representadas na figura 3.27.

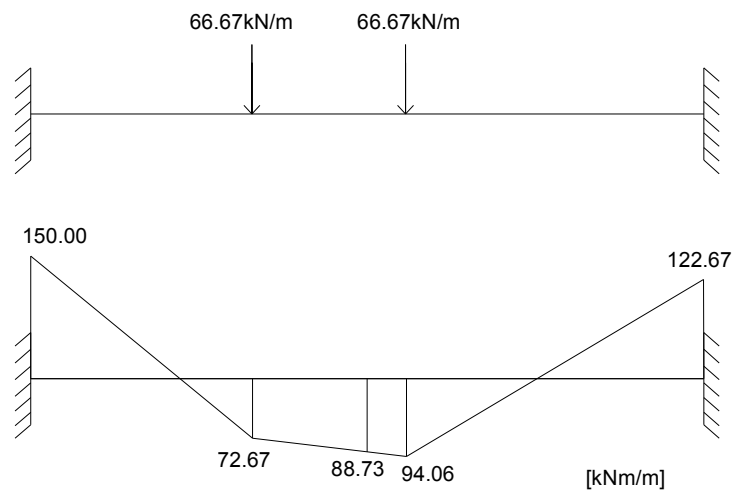
Quadro 3.12 – Largura de distribuição das cargas do veículo tipo para determinação do momento flector positivo no vão interior do banzo superior

	Posição 1		Posição 2		Posição 3	
	Carga 1	Carga 2	Carga 1	Carga 2	Carga 1	Carga 2
a_x	0,600	0,600	0,600	0,600	0,600	0,600
a_y	0,200	0,200	0,200	0,200	0,200	0,200
h'	0,210	0,210	0,210	0,210	0,210	0,210
x	3,375	5,375	2,875	4,875	2,375	4,375
b_y	0,620	0,620	0,620	0,620	0,620	0,620
b_l	2,073	2,073	1,930	2,159	1,730	2,188
b_m	2,693	2,693	2,550	2,779	2,350	2,808

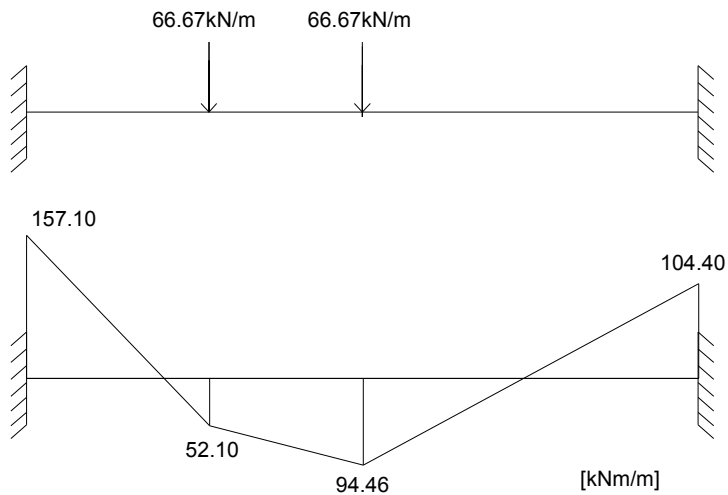
Uma vez que a largura de distribuição das cargas é superior a 1,5m (afastamento das rodas do veículo na direcção longitudinal), considerou-se b_m igual a 1,5m para as duas cargas nas três posições analisadas.



a) Veículo tipo na posição 1



b) Veículo tipo na posição 2



c) Veículo tipo na posição 3

Fig. 3.28 – Momento flector positivo no vão interior do banzo superior devido ao veículo tipo

A posição mais desfavorável do veículo tipo, ou seja, a que conduz ao momento flector positivo máximo a meio vão, corresponde à posição 3 (figura 3.27 c)).

O momento actuante de cálculo é dado por:

$$M_{sd}(S_m) = 1,35 \times 24,8 + 1,5 \times 94,46 = 175,17 \text{ kNm / m}$$

O momento reduzido de uma laje, cujo valor se deve situar entre 0,10 e 0,15, é expresso por:

$$\mu = \frac{M_{sd}}{b \times d^2 \times f_{cd}} \quad (3.66)$$

Aplicando a expressão 3.66, obtém-se:

$$\mu = \frac{175,17}{1,0 \times 0,25^2 \times \frac{40 \times 10^3}{1,5}} = 0,11$$

Logo, a espessura do banzo superior está verificada.

A dimensão dos goussets depende do número de cabos de pré-esforço, pelo que o seu dimensionamento é realizado, após o dimensionamento do pré-esforço.

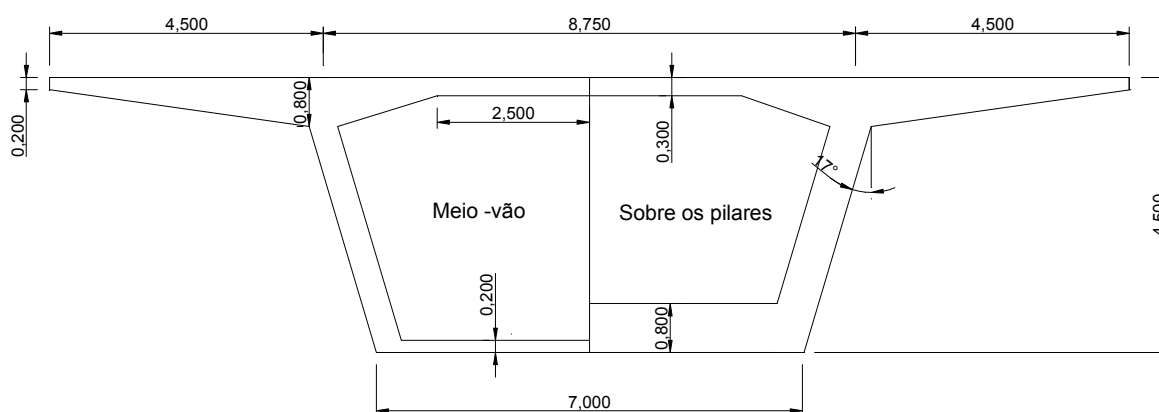


Fig. 3.29 –Secção transversal – 2.ª aproximação

3.3.2. PRÉ –DIMENSIONAMENTO DO PRÉ-ESFORÇO

3.3.2.1. Traçado dos cabos – soluções tipo

O traçado do centro de gravidade do pré-esforço (traçado teórico) de um tabuleiro contínuo, deve ser, preferencialmente parabólico, em cada vão. Desta forma, devido à curvatura dos cabos geram-se forças de desvio que contrabalançam a carga permanente uniformemente distribuída.

Porém, o traçado prático dos cabos obriga a que se adoptem curvaturas negativas, sobre os apoios. De forma a maximizar a parcela de carga permanente equilibrada pelo pré-esforço, deve-se adoptar sobre os mesmos, o raio mínimo possível, cujo valor é especificado nas tabelas de fabricantes.

A maior eficiência do cabo é conseguida adoptando a máxima excentricidade permitida pela distância mínima admissível à face do elemento e pelas tensões máximas e mínimas nas fibras extremas da secção. Isto porque, maximiza-se a parcela hiperestática do momento flector devido ao peso próprio, aumentando assim o momento positivo, sobre os apoios, zona onde o momento de sinal contrário devido às cargas permanentes possui o maior valor.

Nas figuras 3.30, 3.31 e 3.32, representam-se traçados correntes de tabuleiros construídos tramo a tramo.

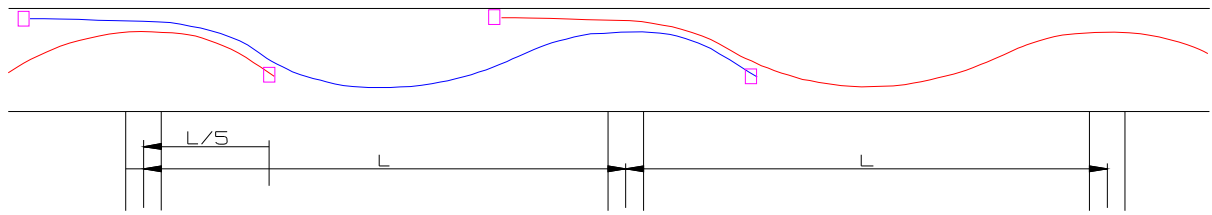


Fig. 3.30 – Traçado parabólico iniciado em cada tramo

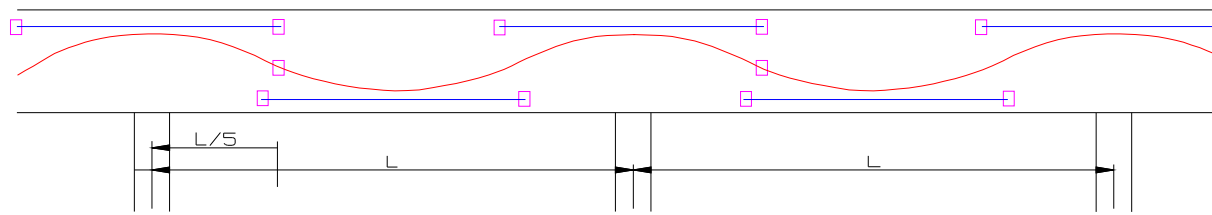


Fig. 3.31 – Traçado parabólico com continuidade

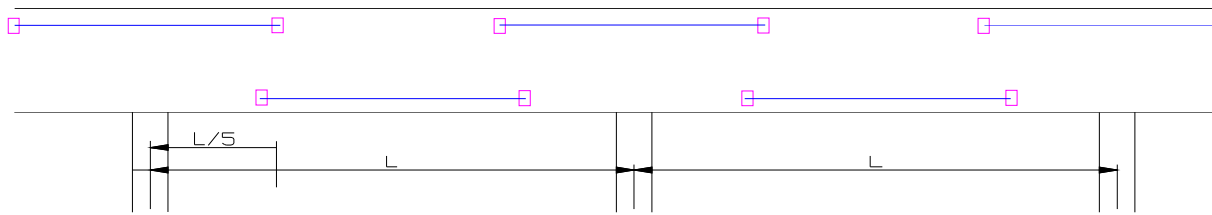


Fig. 3.32 – Traçado rectilíneo de reforço

3.3.2.2. Pré-dimensionamento da força de pré-esforço em estado limite de serviço

A secção transversal não é constante, varia na dimensão das almas e do banzo inferior. Por uma questão de simplificação, aceitável em fase de pré-dimensionamento, consideraram-se duas secções constantes: uma de dimensões de almas e laje inferior mínimas e outra com dimensões de almas e laje inferior máximas num comprimento de $1/5 L + 2m$.

$$A_v = 13,02m^2$$

$$g_v^{pp} = 25 \times 13,02 = 325,5 \text{ kN / m}$$

$$A_p = 18,47m^2$$

$$g_p^{pp} = 25 \times 18,47 = 461,75 \text{ kN / m}$$

O tramo intermédio pode ser considerado bi-encastrado:

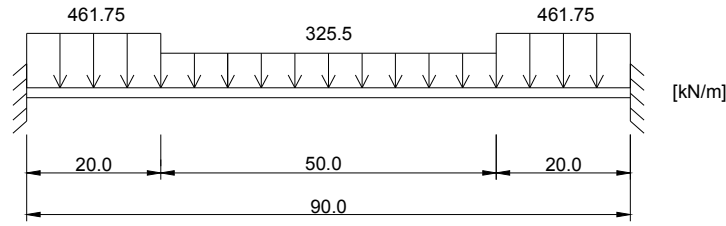


Fig. 3.33 – Acção do peso próprio sobre um vão tipo de 90m

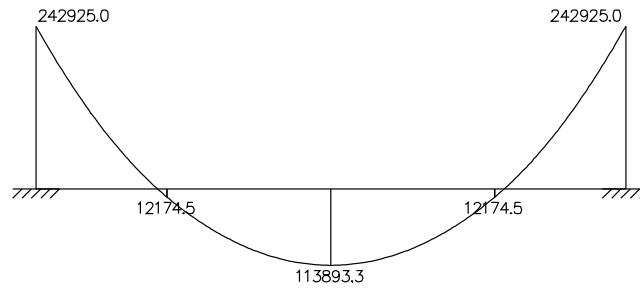


Fig. 3.34 – Momento flector devido ao peso próprio sobre um vão tipo de 90m

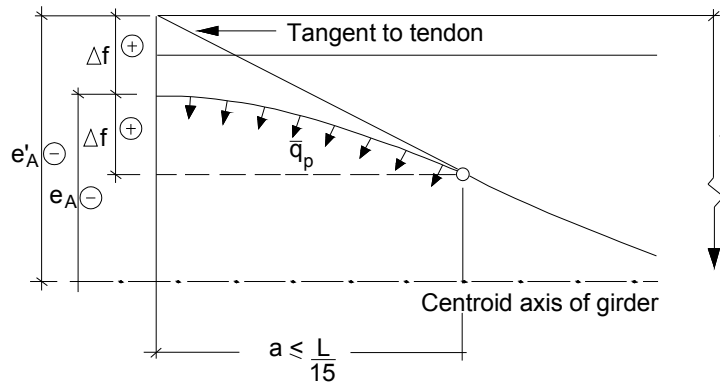


Fig. 3.35 – Curvatura dos cabos na proximidade dos apoios [33]

O momento isostático devido ao pré-esforço é dado por:

$$M_{oP}(A) = -P \times e_A \quad (3.67)$$

O momento hiperestático devido ao pré-esforço é dado por:

$$M_{sP}(A) = P \left(\frac{2}{3}f - \Delta f_A + e_A \right) \quad (3.68)$$

Somando as duas parcelas, obtém-se o momento total:

$$M_P(A) = P \left(\frac{2}{3}f - \Delta f_A \right) \quad (3.69)$$

$$a \leq \frac{L}{15} \quad (3.70)$$

Aplicando a expressão 3.70:

$$a \leq \frac{90}{15} = 6m \rightarrow a = 5m$$

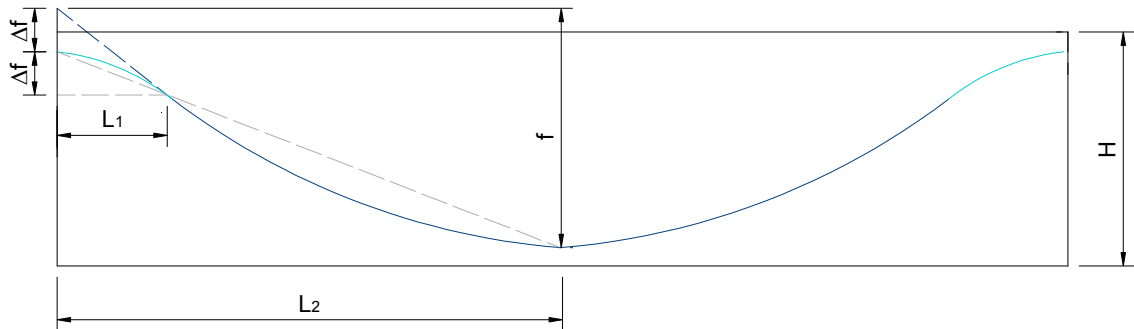


Fig. 3.36 – Representação esquemática das grandezas em análise

$$\Delta f = \frac{L_1}{L_2} \times (H - 2c) \quad (3.71)$$

$$\Delta f = \frac{5}{45} \times (4,5 - 2 \times 0,10) = 0,478m$$

$$f = H - 2 \times c + 2 \times \Delta f \quad (3.72)$$

$$f = 4,5 - 2 \times 0,15 + 2 \times 0,478 = 5,156m$$

Resolvendo a expressão 3.69, em ordem a P:

$$M_P(A) = P \left(\frac{2}{3} \times f - \Delta f_A \right) \Leftrightarrow P = \frac{M_P(A)}{\left(\frac{2}{3} \times f - \Delta f_A \right)} = \frac{M_P(A)}{2,48}$$

Uma primeira aproximação na determinação da força de pré-esforço, pode consistir em considerar que o pré-esforço equilibra 80 % do momento flector devido ao peso próprio.

$$P_\infty = \frac{0,8 \times 243}{2,48} = 78,4MN$$

Admitindo perdas instantâneas e diferidas de 15%, cada,

$$P_0 = \frac{78,4}{0,85} = 92,24MN$$

$$P'_o = \frac{92,24}{0,85} = 108,5 MN$$

$$\sigma_{\max} = \min \{0,8 \times f_{puk}; 0,9 \times f_{p0,1k}\} \quad (3.73)$$

$$\sigma_{\max} = \min \{0,8 \times 1860; 0,9 \times 1670\} = 1488 MPa$$

$$\Delta f = \frac{L_1}{L_2} \times (H - 2c) = \frac{5}{45} \times (4,5 - 2 \times 0,10) = 0,478 m$$

A área de armadura de pré-esforço sobre os pilares, é dada por:

$$A_p = \frac{P'_o}{\sigma_{\max}} = \frac{108,5}{1488} = 0,0729 m^2 = 729 cm^2$$

3.3.2.3. Pré-dimensionamento da força de pré-esforço em estado limite último

É corrente o dimensionamento do pré-esforço ser realizado para estados limites de serviço, o que é coerente, tendo em conta que a sua principal função é melhor o desempenho do betão em serviço, impedindo o mesmo de fissurar. Contudo, quando o pré-esforço é aderente, segundo Menn [33], uma estimativa inicial da armadura passiva e activa de uma viga contínua, pode ser obtida através do comportamento em estado limite último. O momento resistente é dado por:

$$M_r = (A_s \times f_{sy} + A_p \times f_{py})z \quad (3.74)$$

em que:

$$z = h - 0,75(t^{ts} + t^{bs}) \quad (3.75)$$

h – altura da secção;

t^{ts} – espessura da laje superior;

t^{bs} – espessura da laje inferior.

Segundo o autor, a área de armadura A_s , pode ser considerada como sendo 0,6% da área da secção transversal.

A área de pré-esforço no meio vão, $A_{p,m}$ é obtida pela inequação:

$$M_d^0 \leq \frac{1}{\gamma_R} \left(M_{R,m} + \frac{M_{R,l} + M_{R,r}}{2} \right) \quad (3.76)$$

em que:

M_d^0 – momento actuante em estado limite último na secção de meio vão de uma viga equivalente simplesmente apoiada;

$M_{R,l}$ – momento resistente da secção sobre o apoio esquerdo;

$M_{R,m}$ – momento resistente da secção de meio vão;

$M_{R,r}$ – momento resistente da secção sobre o apoio direito.

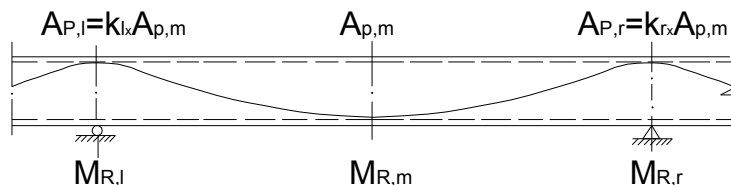


Fig. 3.37 – Notação para estimativa inicial da armadura activa numa viga caixão

As áreas de pré-esforço nos apoios esquerdo e direito, $A_{P,l}$ e $A_{P,r}$, respectivamente, são expressas como múltiplas da área de pré-esforço sobre o meio vão, $A_{p,m}$:

$$A_{P,l} = k_l A_{p,m} \quad (3.77)$$

$$A_{P,r} = k_r A_{p,m} \quad (3.78)$$

Os coeficientes k representam a relação entre o pré-esforço sobre os pilares e a meio vão.

Considerou-se k , como sendo o quociente entre o momento flector na secção do pilar (M_p^{pp}) e o momento flector na secção do meio vão, devido ao peso próprio (figura 3.33).

$$k_l = k_r = \frac{M_p^{pp}}{M_v^{pp}} = \frac{243}{114} \approx 2$$

$$z = 4,5 - 0,75(0,3 + 0,20) = 4,125$$

$$M_{R,m} = \left(\frac{0,6}{100} \times 13,02 \times 435 \times 10^3 + A_{p,m} \times \frac{1670 \times 10^3}{1,15} \right) \times 4,125$$

$$M_{R,l} = M_{R,r} = \left(\frac{0,6}{100} \times 18,47 \times 435 \times 10^3 + 2,13 \times A_{p,m} \times \frac{1670 \times 10^3}{1,15} \right) \times 4,125$$

Quadro 3.13 – Momento flector na secção de meio vão de um tramo de 90m simplesmente apoiado

Acção	Momento flector (MNm)
Peso próprio	330,0
Revestimentos	72,0
Veículo tipo	13,2
Sobrecarga distribuída + transversal	121,5

$$M_d^0 = 1,35 \times (M_{pp} + M_{rev}) + 1,5 \times M_{sob} = 1,35 \times (330 + 72) + 1,5 \times 121,5 = 725 \text{ MNm}$$

Aplicando a expressão 3.76, obteve-se:

$$A_{p,m} = 399 \text{ cm}^2$$

$$A_{p,l} = A_{p,r} = 2 \times A_{p,m} = 798 \text{ cm}^2$$

3.3.2.4. Traçado dos cabos – solução adoptada

Quadro 3.14 – Estimativa das áreas de pré-esforço

	$A_{P,p} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{P,v} \text{ (cm}^2\text{)}$
E.L.S.	729	–
E.L.U	798	399

Considerando cordões 15mm (quadro 3.1),

$$A_p / \text{cordão} = 1,4 \text{ cm}^2 \rightarrow N.^{\circ} \text{ cordões} = \frac{798}{1,4} = 570$$

Considerando cabos de pré-esforço de 22 cordões:

$$N.^{\circ} \text{ cabos} = \frac{570}{22} = 26$$

$$N.^{\circ} \text{ cabos} / \text{alma} = 13$$

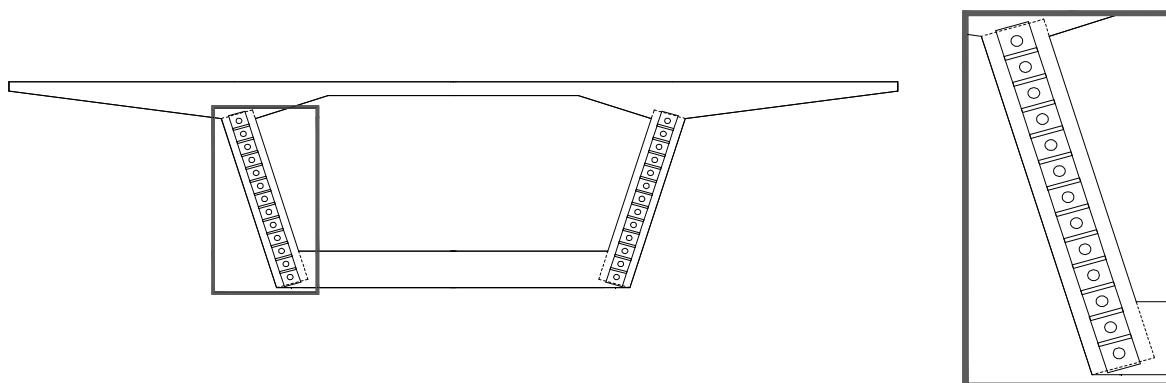


Fig. 3.38 – Esquema de ancoragem hipotética de 13 cabos de 22 cordões por alma

Na figura 3.38, pode observar-se que as placas de ancoragem sobrepõem-se, pelo que não é possível adoptar uma solução de traçado parabólico com 26 cabos de 22 cordões.

Com cabos de 37 cordões, obtém-se:

$$N.^{\circ} \text{ cabos} = \frac{570}{37} = 16$$

$$N.^{\circ} \text{ cabos} = \frac{570}{37} = 8$$

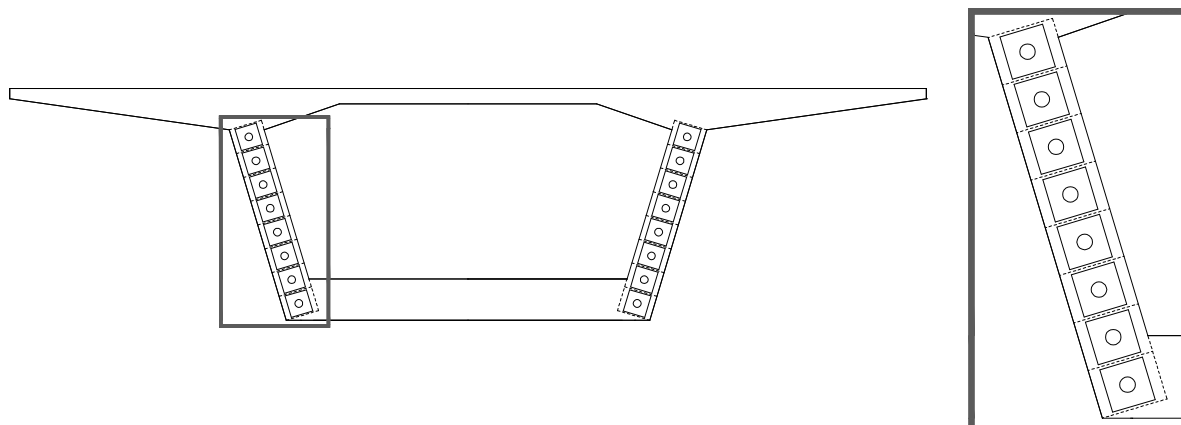


Fig. 3.39 – Esquema de ancoragem hipotética de 8 cabos de 37 cordões por alma

Uma vez que o número de cordões por cabo é elevado, a força concentrada transmitida ao betão no momento da ancoragem do mesmo será muito elevada. Para que não se verifique o esmagamento do betão aquando a aplicação dessa força, é necessário que exista na envolvente da placa de ancoragem uma área suficiente para que a força se possa distribuir.

Na figura 3.39 pode-se constatar que as placas de ancoragem dos cabos estão muito próximas, por conseguinte a área de distribuição da força transmitida ao betão em cada placa de ancoragem será muito reduzida. Para que fosse possível adoptar um traçado parabólico com continuidade, teria que se aumentar consideravelmente a dimensão das almas, assim como a espessura do banzo inferior, o que se traduziria num aumento substancial do peso próprio da secção e consequentemente num aumento da armadura de pré-esforço.

Face a esta situação, optou-se por um traçado parabólico com continuidade e reforços rectilíneos nas zonas sobre os pilares e meio vão.

Considerou-se razoável admitir, nesta fase, o traçado parabólico constituído por 8 cabos de 37 cordões, ou seja, 4 cabos por alma.

Em fase de dimensionamento será verificada a possibilidade de ancorar os 4 cabos nas almas de 0,65m, avaliando a o valor da força concentrada e quantidade de armadura de cintagem necessária para que não se verifique o esmagamento do betão.

O número de cabos de traçado rectilíneo será definido posteriormente de forma que sejam cumpridas as verificações regulamentares, no que respeita à limitação das tensões no betão e à condição de descompressão.

Uma vez realizada uma primeira estimativa do número de cabos parabólicos, foi possível realizar uma primeira aproximação à dimensão dos goussets (figura 3.40). Essa dimensão foi definida de forma a garantir um afastamento dos cabos de pré-esforço às faces da secção igual ao diâmetro da bainha.

Na figura 3.40 representa-se a 3ª aproximação à secção transversal.

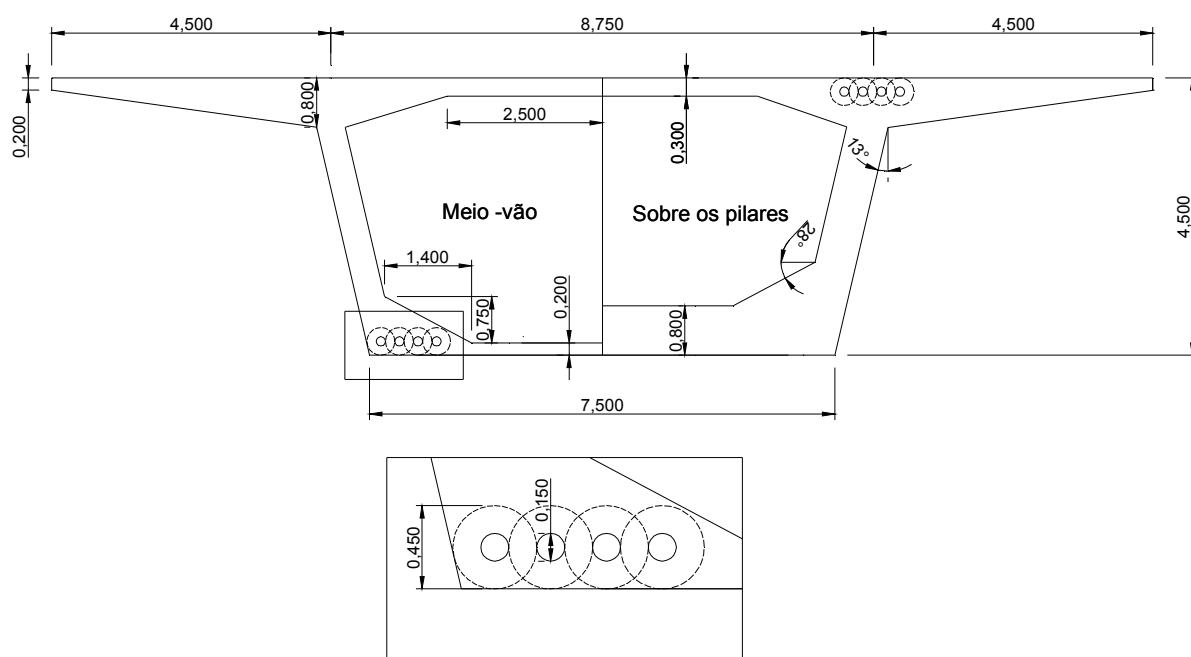


Fig. 3.40 – Secção transversal – 3.ª aproximação

3.4.DIMENSIONAMENTO

3.4.1.DIMENSIONAMENTO DA SECÇÃO TRANSVERSAL

Em fase de pré-dimensionamento as espessuras do banzo superior foram verificadas com base em métodos simplificados e consequentemente conservativos, por se tratarem de métodos expeditos e portanto exigentes de um esforço de cálculo compatível com a dita fase.

Em fase de dimensionamento, tendo como propósito a optimização da secção, é necessário considerar modelos que traduzam um comportamento da estrutura mais próximo do real.

3.4.1.1.Verificação do esforço transversal no banzo superior

Com o propósito de verificar o esforço transversal na consola, foi efectuado um modelo com elementos de casca. Uma vez que o objectivo era analisar o comportamento transversal, não se considerou necessário modelar um vão completo de 90m, tendo-se modelado apenas uma consola de 4,5m de largura e 15m de comprimento (figura 3.41). A malha gerada é constituída por elementos finitos de quatro nós com 0.25m de lado.

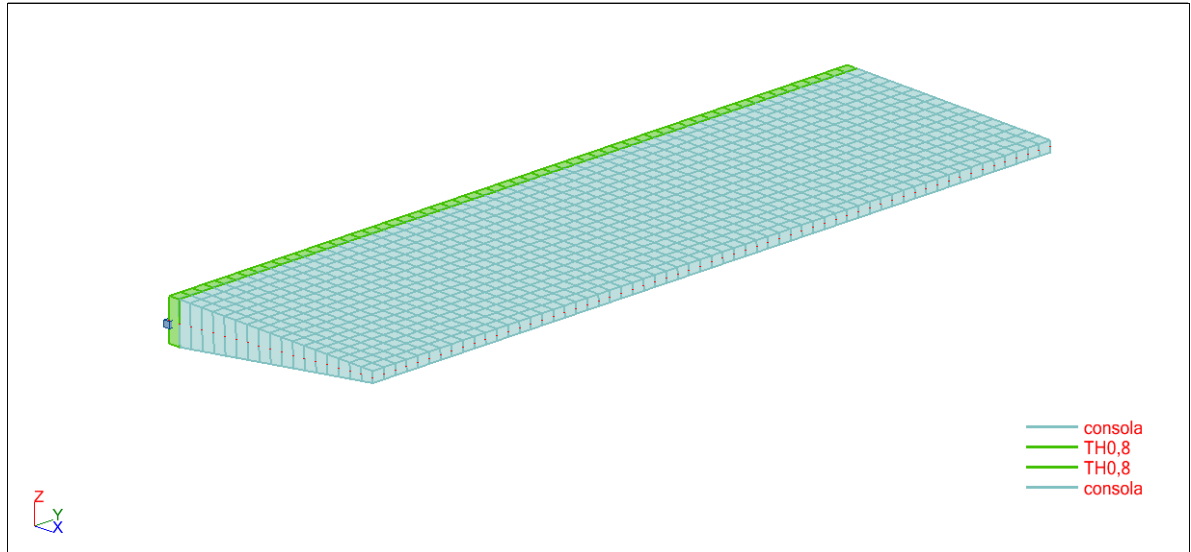


Fig. 3.41 – Perspectiva tridimensional do modelo da consola do banzo superior

Consideram-se 18 secções de verificação, espaçadas de 0.25m, como se representa na figura 3.42.



Fig. 3.42 – Secções de verificação do esforço transversal na consola do banzo superior

As combinações de acções em estado limite último consideradas foram:

- Combinação 1 – $1,35 \times (g_{pp} + g_{revestimentos}) + 1,5 \times Q_{VT} + 1,5 \times q_{passeios}$;
- Combinação 2 – $1,35 \times (g_{pp} + g_{revestimentos}) + 1,5 \times Q_{VT} + 1,5 \times Q_{passeios}$;
- Combinação 3 – $1,35 \times (g_{pp} + g_{revestimentos}) + 1,5 \times (q_{distribuida} + Q_{transversal}) + 1,5 \times q_{passeios}$;
- Combinação 4 – $1,35 \times (g_{pp} + g_{revestimentos}) + 1,5 \times (q_{distribuida} + Q_{transversal}) + 1,5 \times Q_{passeios}$.

O veículo tipo constitui uma acção que se pode localizar em qualquer ponto da faixa de rodagem. De forma a contemplar a situação de carregamento mais desfavorável para cada secção, considerou-se o veículo tipo posicionado em oito posições distintas, como se representa na figura 3.43.

Na figura 3.20 representou-se o afastamento mínimo do bordo da consola, condicionado pela existência das guardas e separador central, cujo valor era de 1,15m. Em virtude da malha do modelo considerado ser constituída por elementos de aproximadamente 0,25m de dimensão, e as cargas concentradas terem obrigatoriamente de ser aplicadas nos nós da malha, considerou-se, do lado da

segurança, a primeira carga afastada de 1m do bordo da consola e as seguintes colocadas consecutivamente nos seguintes nós.

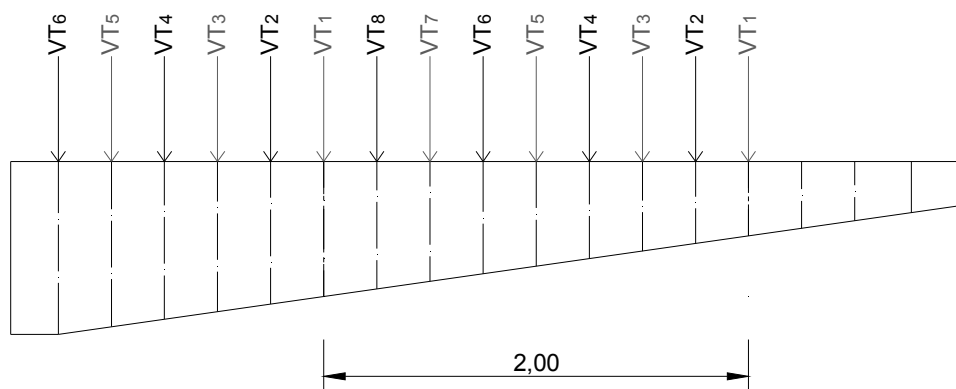


Fig. 3.43 – Posições consideradas para o veículo tipo

A carga concentrada em passeios foi considerada em quatro posições distintas conforme a figura 3.44.

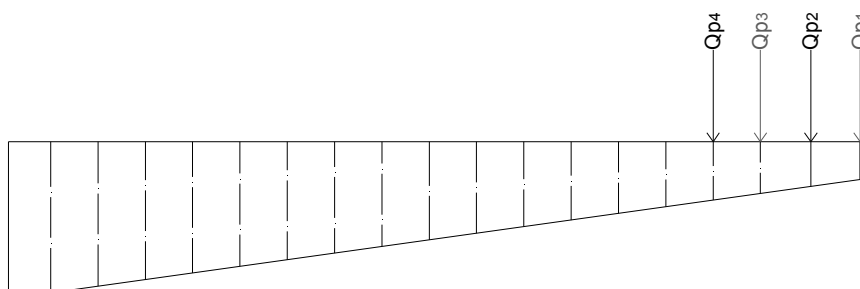


Fig. 3.44 – Posições consideradas para a sobrecarga concentrada nos passeios

Designaram-se os casos de carga incluídos nas combinações 1,2 e 4, de “Combinação i , VT_j, Qp_k ”

Para cada uma das secções representadas na figura 3.42 retiraram-se os diagramas de esforço transversal, para as diferentes combinações consideradas, ao longo de planos longitudinais segundo a direcção zy. Na figura 3.45 representa-se o diagrama de esforço transversal na secção 18 (secção de esforço transversal máximo) correspondente à combinação mais desfavorável para a referida secção, ou seja a que conduziu ao máximo esforço.

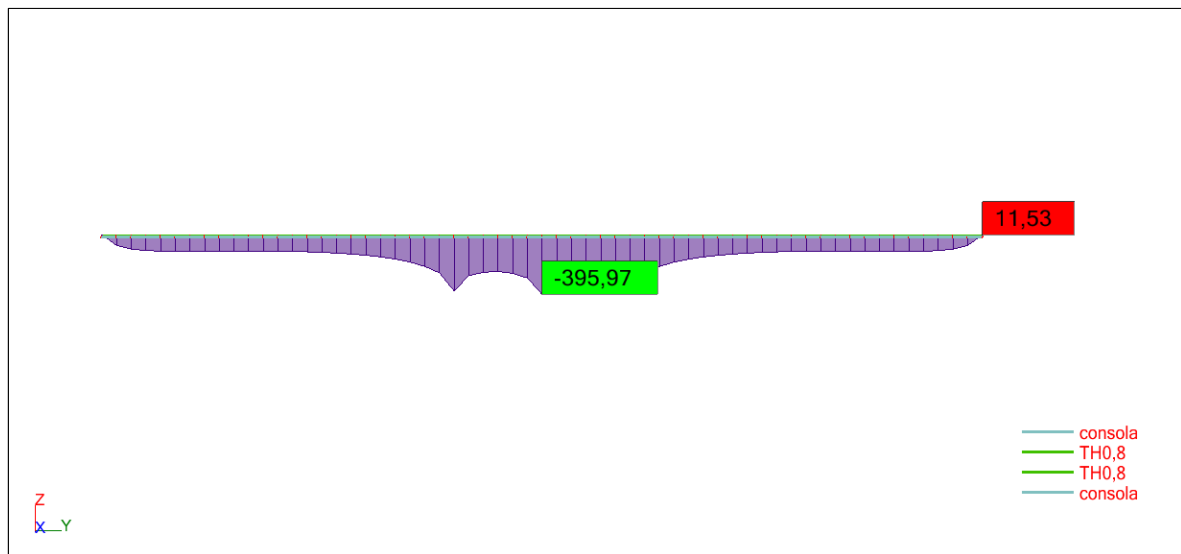


Fig. 3.45 – Esforço transversal na secção 1 para a combinação 1,VT1

A consideração do valor de pico da combinação mais desfavorável seria muito conservativa, uma vez que corresponde a uma extensão muito reduzida (0,5m). Na realidade, se este esforço se instalar na secção, a mesma plastifica, dando origem a uma redistribuição de esforços.

O critério adoptado consistiu em considerar o esforço transversal máximo actuante como a média entre o valor de pico e o maior valor imediatamente a seguir a este, como se expressa na figura 3.46.

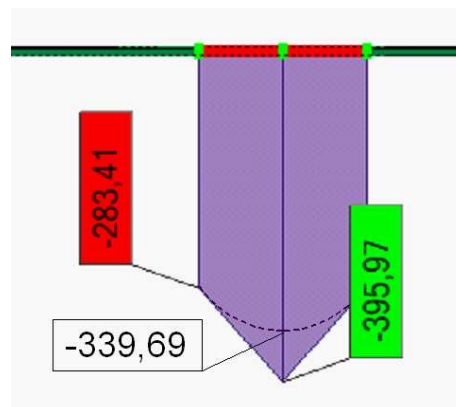


Fig. 3.46 – Redução do valor de pico

Obtido o esforço transversal máximo actuante em cada secção, segundo o critério descrito anteriormente, determinou-se a espessura mínima necessária de cada uma para resistir ao esforço transversal sem necessitar de armadura, segundo o EC2 (expressão 3.62).

No quadro 3.15, apresenta-se para as secções consideradas a combinação de acções mais desfavorável, o respectivo esforço máximo, a espessura mínima e a espessura adoptada.

Quadro 3.15 – Espessura mínima e adoptada para cada secção da consola

Secção	H inicial	Combinação mais desfavorável	Vsd (ROBOT)	d mínimo	H mínimo	H adoptado
1	0,800	combinação 1, VT ₅	340	0,680	0,730	0,800
2	0,765	combinação 1, VT4	313	0,611	0,661	0,737
3	0,730	combinação 1, VT3	299	0,578	0,628	0,674
4	0,695	combinação 1, VT2	285	0,545	0,595	0,611
5	0,660	combinação 1, VT1,QP4	272	0,500	0,550	0,549
6	0,625	combinação 1, VT8	192	0,332	0,382	0,486
7	0,590	combinação 1, VT7	185	0,316	0,366	0,423
8	0,554	combinação 1,VT6	178	0,301	0,351	0,388
9	0,519	combinação 1,VT5	171	0,286	0,336	0,369
10	0,484	combinação 1,VT4	165	0,273	0,323	0,350
11	0,449	combinação 1,VT3	160	0,262	0,312	0,332
12	0,414	combinação 1,VT2	155	0,251	0,301	0,313
13	0,379	combinação 1,VT1	151	0,243	0,293	0,294
14	0,334	combinação 2,VT1,Qp4	62	0,071	0,121	0,275
15	0,309	combinação 4, Qp3	52	0,055	0,105	0,256
16	0,274	combinação 4, Qp2	47	0,047	0,097	0,238
17	0,236	combinação 4, Qp1	29	0,022	0,072	0,219
18	0,200	combinação 4, Qp1	25	0,018	0,068	0,200

Na figura 3.47, representa-se a espessura mínima e espessura adoptada para cada secção.

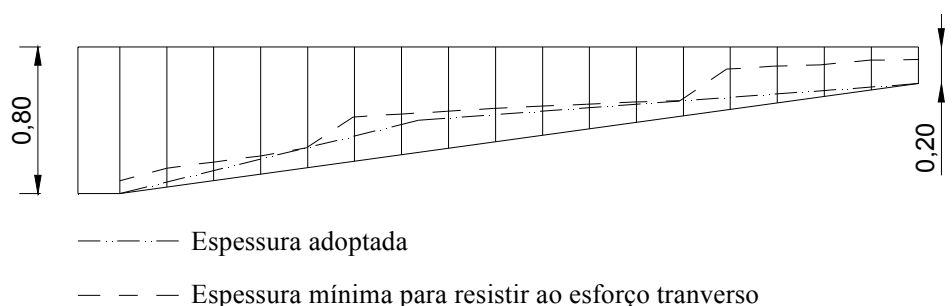


Fig. 3.47 – Espessura mínima e espessura adoptada

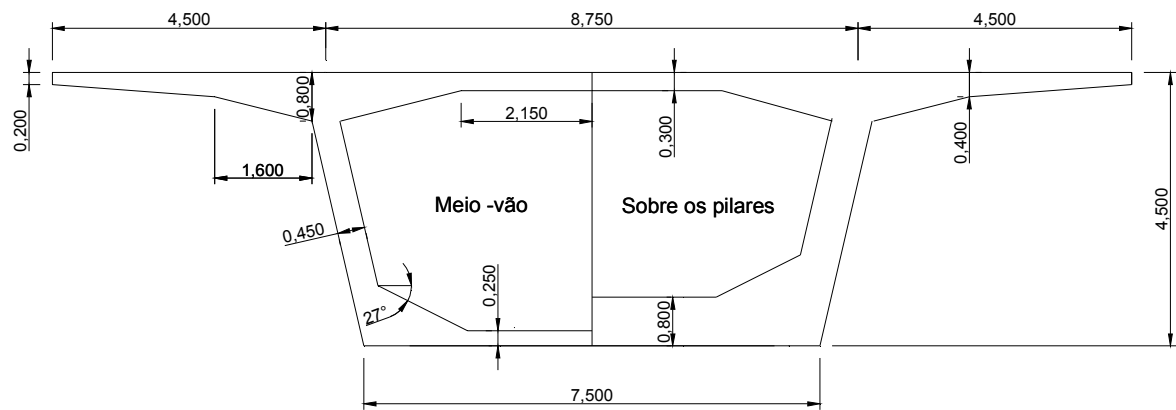


Fig. 3.48 – Secção transversal – 4.ª aproximação

Para verificar o esforço transversal no vão interior da laje foi efectuado um modelo de casca do banzo superior, considerando-o apoiado nas almas (figura 3.49). Mais uma vez, não foi modelado um vão completo, mas apenas um tramo de 30 m de comprimento e com a largura total do tabuleiro (17,75m). A malha gerada é constituída por elementos finitos de quatro nós com 0,25m de lado.

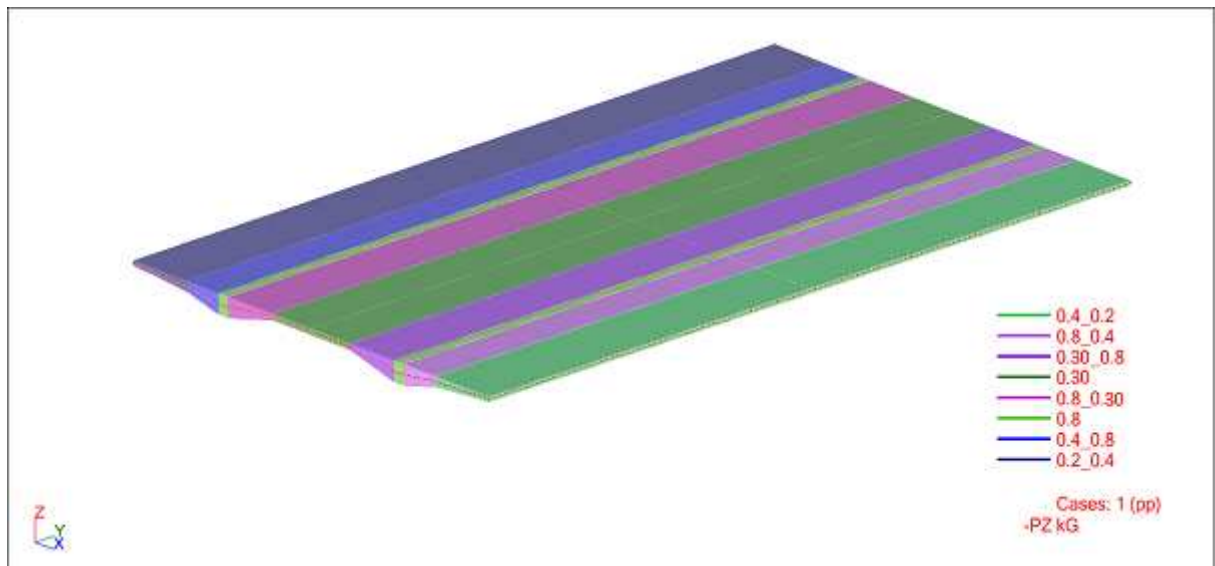


Fig. 3.49 – Perspectiva tridimensional do modelo da laje superior da secção transversal

Consideraram-se as secções representadas na figura 3.50 para a verificação do esforço transversal.

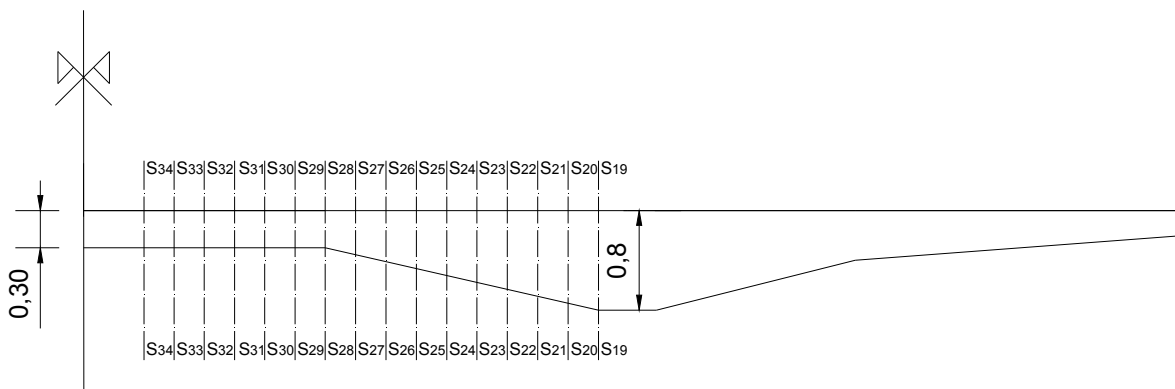


Fig. 3.50 – Secções de verificação do esforço transverso na laje do banzo superior

As combinações de acções em estado limite último consideradas foram:

- Combinação 1 – $1,35 \times (g_{pp} + g_{revestimentos}) + 1,5 \times Q_{VT} + 1,5 \times q_{passeios}$;
- Combinação 2 – $1,35 \times (g_{pp} + g_{revestimentos}) + 1,5 \times (q_{distribuida} + Q_{transversal}) + 1,5 \times q_{passeios}$.

Os casos de carga incluídos na combinação 1, correspondentes às diferentes posições ocupadas pelo veículo tipo foram designados por “Combinação i , VT_i ”.

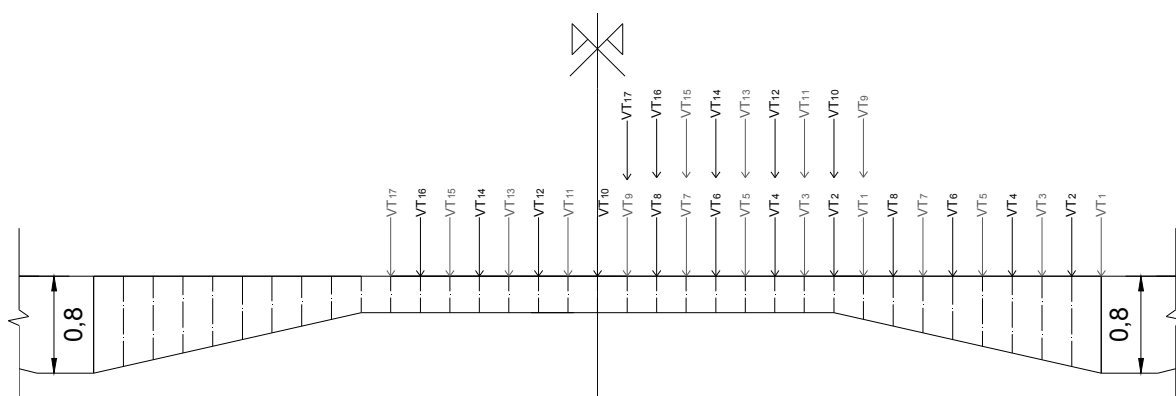


Fig. 3.51 – Posições consideradas para o veículo tipo

Para cada uma das secções representadas na figura 3.50 retiraram-se os diagramas de esforço transverso, para as diferentes combinações consideradas, ao longo de cortes longitudinais segundo as referidas secções.

Obtido o esforço transverso máximo actuante em cada secção, procedeu-se de forma análoga à verificação do esforço transverso na consola

No quadro 3.16 faz-se a apresentação dos resultados.

Quadro 3.16 – Espessura mínima e adoptada para cada secção da consola

Secção	H _{inicial}	Combinação mais desfavorável	V _{sd}	d _{min}	H _{mínimo}
19	0,8	Combinação 1, VT2	278,040	0,528	0,578
20	0,744	Combinação 1, VT3	242,850	0,447	0,497
21	0,689	Combinação 1, VT4	226,225	0,409	0,459
22	0,633	Combinação 1, VT5	215,910	0,385	0,435
23	0,578	Combinação 1, VT6	207,970	0,367	0,417
24	0,522	Combinação 1, VT7	200,890	0,352	0,402
25	0,467	Combinação 1, VT8	194,155	0,337	0,387
26	0,411	Combinação 1, VT9	187,505	0,321	0,371
27	0,356	Combinação 1, VT10	169,125	0,282	0,332
28	0,3	Combinação 1, VT11	164,800	0,272	0,322
29	0,3	Combinação 1, VT12	151,500	0,244	0,294
30	0,3	Combinação 1, VT13	138,090	0,216	0,266
31	0,3	Combinação 1, VT14	127,585	0,194	0,244
32	0,3	Combinação 1, VT15	118,570	0,176	0,226
33	0,3	Combinação 1, VT16	110,335	0,159	0,209
34	0,3	Combinação 1, VT17	102,755	0,145	0,195

A espessura da laje superior é condicionada junto das almas pelo esforço transversal e no meio vão pelo momento reduzido pelo que, à priori de uma nova definição da secção é necessário verificar o momento reduzido.

3.4.1.2. Verificação do momento reduzido no banzo superior

A verificação do momento reduzido na laje do banzo superior foi realizada no modelo de casca apresentado na sub-capítulo 3.5.1.1, para a verificação do esforço transversal no vão interior do mesmo.

Na figura 3.52 apresenta-se o diagrama de momentos flectores máximo, correspondente a colocar o veículo tipo na posição 10 (figura 3.51).

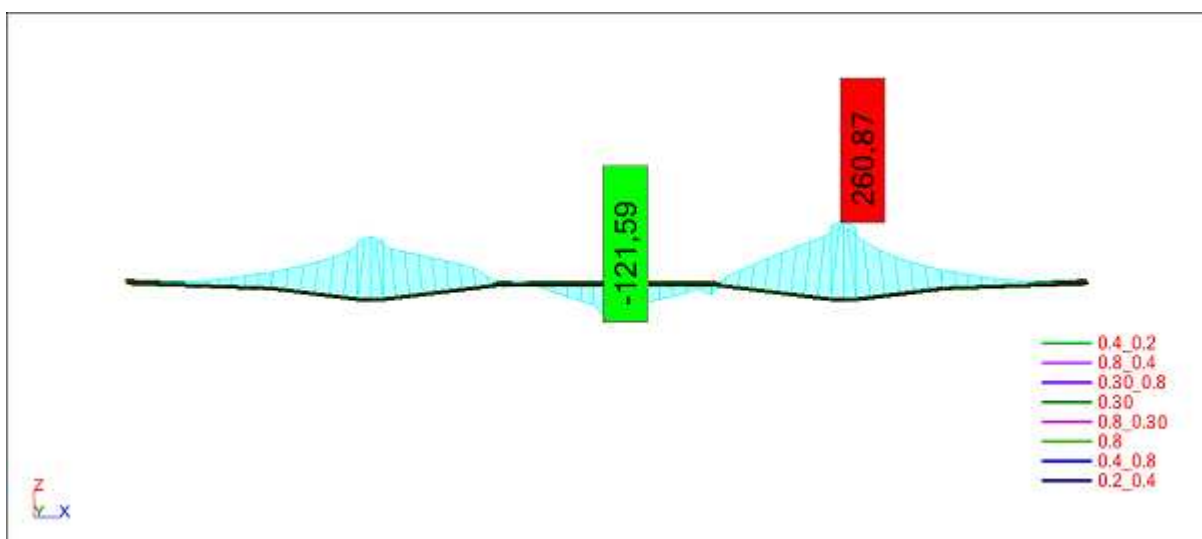


Fig. 3.52 –Diagrama de momento flector no banzo superior

Determinado o valor do momento flector positivo máximo foi calculado o momento reduzido, para a espessura inicial da laje (0,30m).

$$\mu = \frac{M_{sd}}{b \times d^2 \times f_{cd}} = \frac{121,59}{1,0 \times 0,25^2 \times \frac{40 \times 10^3}{1,5}} = 0,073$$

O valor obtido, não se enquadra no intervalo óptimo (0,10 a 0,15), pelo que se reduziu a espessura para 0,25m.

$$\mu = \frac{M_{sd}}{b \times d^2 \times f_{cd}} = \frac{121,59}{1,0 \times 0,20^2 \times \frac{40 \times 10^3}{1,5}} = 0,114$$

Na figura 3.53 representam-se as espessuras mínima e óptima do vão interior do banzo superior.



Fig. 3.53 – Espessuras mínima e óptima para o vão interior do banzo superior

Como se pode observar na figura 3.53, a optimização da espessura do banzo inferior implica que a face inferior tenha 3 troços com diferentes inclinações. Contudo o programa de cálculo utilizado, só permite a definição de 2 troços, pelo que se teve que optar por outra solução, respeitando a altura mínima e os dados de entrada do referido programa, tal como representado na figura 3.54.

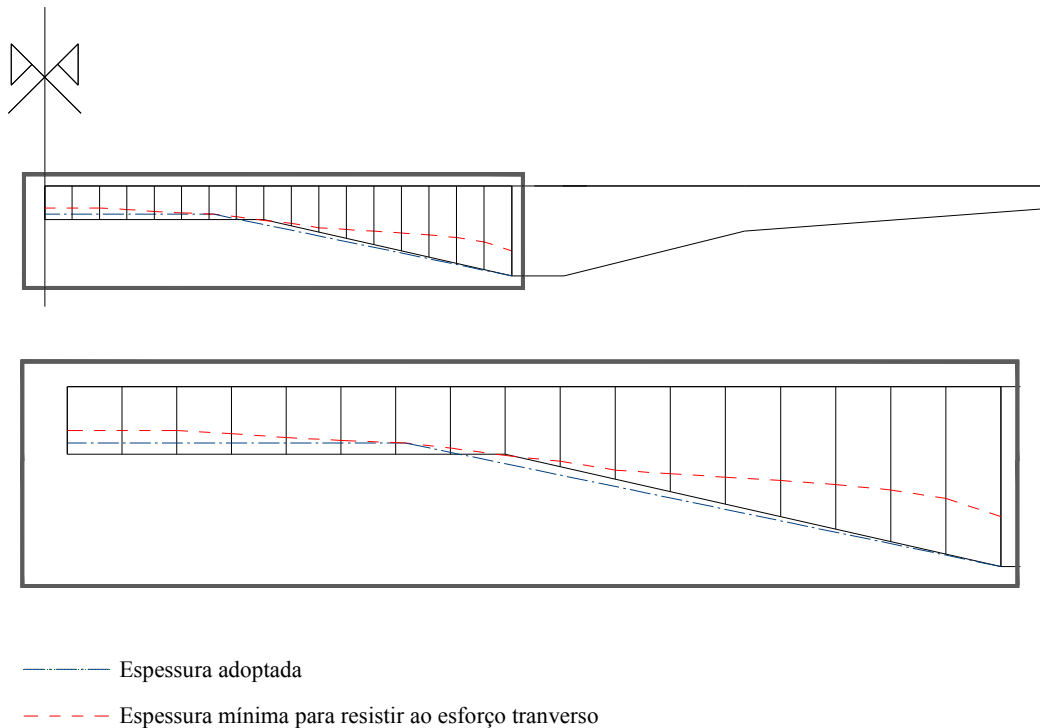


Fig. 3.54 – Espessuras mínima e óptima para o vão interior do banzo superior

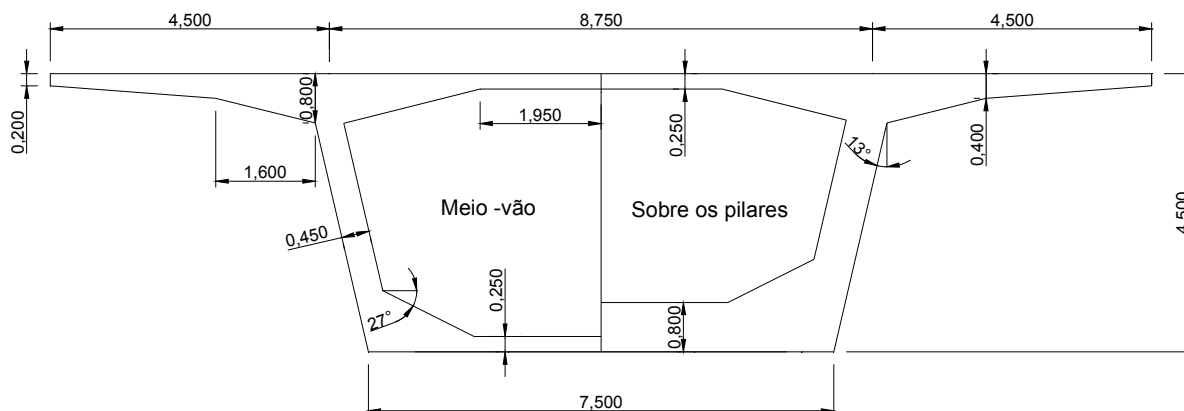


Fig. 3.55 – Secção transversal – 5.ª aproximação

3.4.1.3. Verificação da resistência das almas nas zonas de ancoragem

As almas têm que possuir uma espessura compatível com a força concentrada de compressão que é aplicada aquando a ancoragem dos cabos, sem que haja esmagamento do betão.

A resistência de um elemento estrutural sujeito a forças concentradas depende da área de aplicação da força (A_0), que neste caso corresponde à dimensão da placa de ancoragem e da área de distribuição dessa força (A_1).

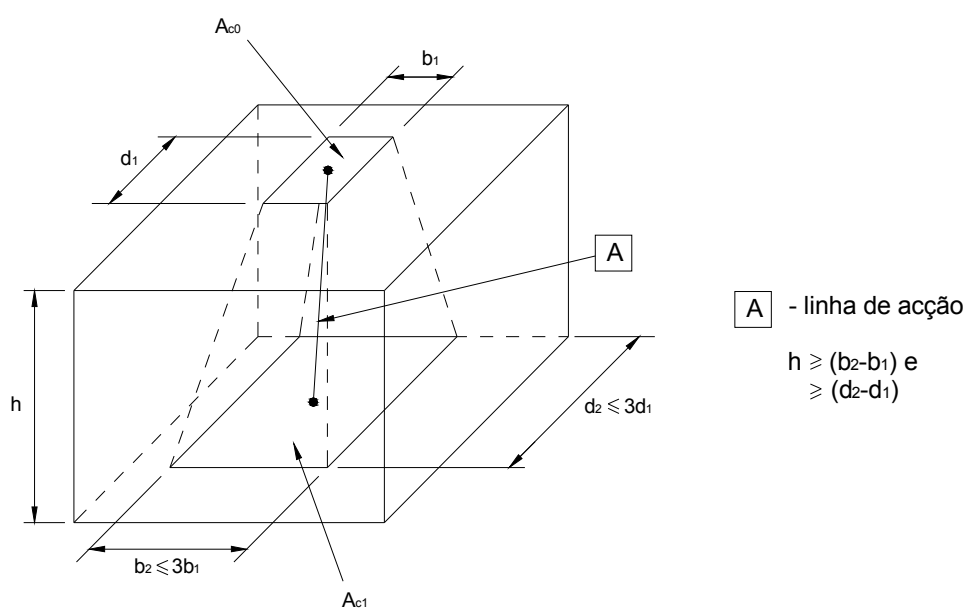


Fig. 3.56 – Distribuição de cálculo para áreas sujeitas a forças concentradas [37]

A aplicação do pré-esforço é efectuada correntemente, em betões de idades jovens, como sendo três ou quatro dias. Este facto prende-se com a necessidade de descobrir cada tramo o mais rapidamente possível, de forma a reduzir os ciclos de construção e deste modo o tempo de conclusão da obra.

Sendo as almas elementos da secção de espessura reduzida, as forças de pré-esforço de valor elevado e sua aplicação efectuada para idades jovens do betão, é necessário aumentar a resistência destes elementos pela cintagem do betão nas zonas de aplicação das ancoragens.

A resistência do betão aos 3 dias de idade foi calculada pelas expressões apresentadas no EC2 [37].

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t)f_{cm} \quad (3.79)$$

$$\beta_{cc}(t) = \exp \left\{ s \left[1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{1/2} \right] \right\} \quad (3.80)$$

em que,

$f_{cm}(t)$ – tensão média de rotura do betão à compressão à idade t em dias;

f_{cm} – tensão média de rotura do betão aos 28 dias de idade;

$\beta_{cc}(t)$ – coeficiente que depende da idade do betão t ;

t – idade do betão em dias;

s – coeficiente que depende do tipo de cimento:

= 0,20 para cimento das classes de resistência CEM 42,5R, CEM53,5 N e CEM 53,5

R (Classe R);

= 0,35 para cimento das classes de resistência CEM 32,5 R, CEM 42,5 N (Classe N);

= 0,38 para cimento das classes de resistência CEM 32,5 N (Classe S).

Aplicando as expressões 3.79 e 3.80, tendo como premissa a aplicação do pré-esforço no betão aos 3 dias de idade:

$$\beta_{cc}(t) = \exp \left\{ 0,2 \left[1 - \left(\frac{28}{3} \right)^{1/2} \right] \right\} = 0,663$$

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t)f_{cm} = 0,663 \times 48 = 31,824 \text{ MPa}$$

$$f_{ck}(t) = f_{cm}(t) - 8 = 23,824 \text{ MPa}$$

Segundo o artigo 139.º do REBAP:

“A segurança em relação ao esmagamento do betão, na zona de actuação de uma força concentrada, considera-se satisfeita desde que se verifique a seguinte condição:

$$F_{sd} \leq p_{cRd} \times A_0 \quad (3.81)$$

em que:

F_{sd} – valor de cálculo da força concentrada;

p_{cRd} – valor de cálculo da pressão local a que o betão pode resistir;

A_0 – área sobre a qual se exerce directamente a força.

O valor de p_{cRd} é dado pela seguinte expressão:

$$p_{cRd} = f_{cd} \times \sqrt{\frac{A_1}{A_0}} \quad (3.82)$$

em que :

f_{cd} – valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão;

A_1 – maior área delimitada por um contorno fictício contido no contorno da peça e com o mesmo centro de gravidade de A_0 ; no caso de várias forças, as respectivas áreas não devem sobrepor-se.

Em qualquer dos casos, porém, não pode concluir-se um valor p_{cRd} superior a $3,3 f_{cd}$.

Determinação das áreas A_0 e A_1 :

A área A_0 , tem as dimensões da placa de ancoragem, logo:

$$A_0 = 0,43^2 = 0,1849m^2$$

A determinação da área de distribuição A_1 , implica o conhecimento da posição da resultante dos cabos de pré-esforço, na zona de ancoragem, que corresponde a 1/5 do vão (secção S da figura 57).

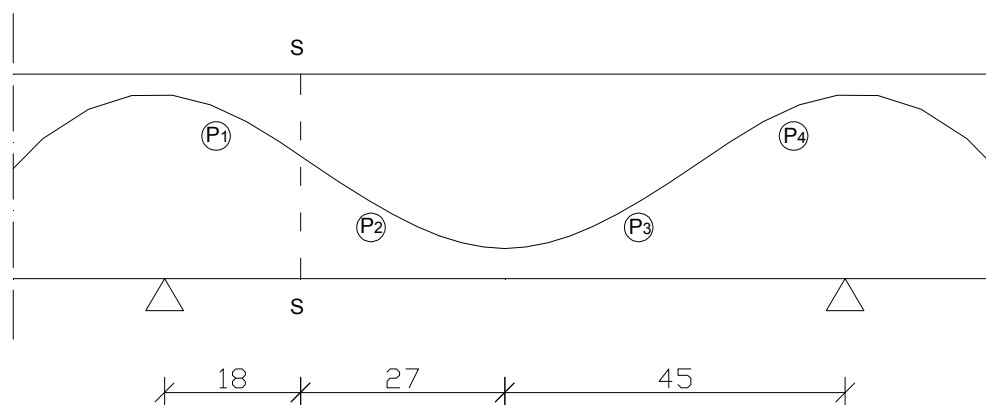


Fig. 3.57 – Representação esquemática do traçado do cabo para um vão tipo de 90 m.

Para determinar a posição do cabo na secção S (figura 3.57), foi necessário determinar a equação analítica do traçado teórico dos cabos de pré-esforço.

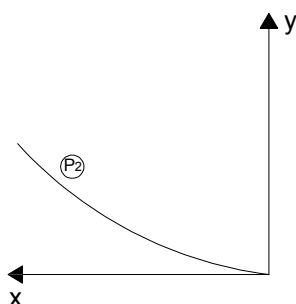


Fig. 3.58 – Representação do referencial considerado

A equação geral de uma parábola é dada por:

$$y = ax^2 + bx + c \quad (3.83)$$

Parábola 1:

$$y_1 = a_1x^2 + b_1x + c_1$$

$$x_1 = 45 \rightarrow y_1 = 4,5 - 2 \times 0,225 = 4,05 \Leftrightarrow 4,05 = a_1 \times 45^2 + b_1 \times 45 + c_1$$

$$x_1 = 45 \rightarrow y_1' = 0 \Leftrightarrow 0 = 2 \times a_1 \times 45 + b_1 \times 45$$

Resolvendo o sistema de equações, determinam-se b_1 e c_1 em função de a_1 .

$$y_1 = a_1x^2 - 90a_1x + 2025 \times (a_1 + 0,002)$$

Parábola 2:

$$y_2 = a_2x^2 + b_2x + c_2$$

$$x_2 = 0 \rightarrow y_2 = 0 \Leftrightarrow c = 0$$

$$x_2 = 0 \rightarrow y_2' = 0 \Leftrightarrow b = 0$$

Admitiu-se que as parábolas se intersectam para $x = 40m$, e resolveu-se o sistema:

$$\begin{cases} y_1(40) = y_2(40) \\ y_1'(40) = y_2'(40) \end{cases} \Leftrightarrow \begin{cases} a_2 \times 40^2 = a_1x^2 - 90a_1x + 2025 \times (a_1 + 0,002) \\ 2 \times a_2 \times 40 = 2 \times a_1 \times 40 - 90 \times a_1 \end{cases} \Leftrightarrow \begin{cases} a_1 = \frac{-9}{500} \\ a_2 = \frac{9}{4000} \end{cases}$$

O raio de uma parábola é igual ao inverso da segunda derivada da equação da mesma:

$$R_i = \frac{1}{y_i''} = \frac{1}{2a_i} \quad (3.84)$$

$$R_1 = 28m$$

$$R_2 = 222m$$

A determinação da ordenada do traçado teórico dos cabos é efectuada a partir da equação da parábola 2:

$$y_{cabo} = y_2(27) + 0,225 = \frac{9}{4000} \times 27^2 + 0,225 = 1,864m$$

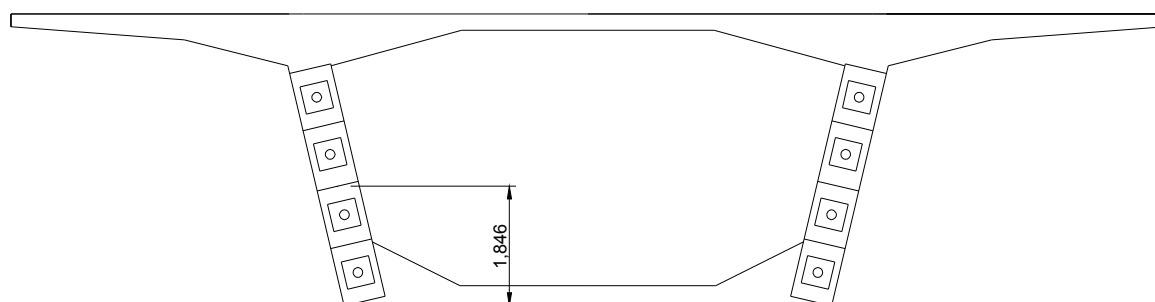


Fig. 3.59 – Representação do esquema de ancoragem dos cabos de traçado parabólico

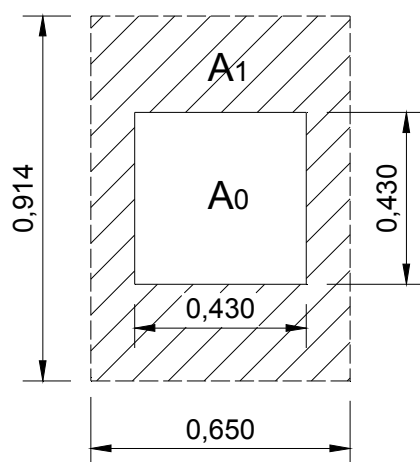


Fig. 3.60 – Representação das áreas A_0 e A_1 de uma ancoragem

A área A_1 é dada por:

$$A_1 = 0,914 \times 0,65 = 0,5941 m^2$$

A força aplicada em cada ancoragem é dada por:

$$F = A_p \times \sigma_{p'0} \quad (3.85)$$

em que:

A_p – Área do cabo de pré-esforço;

$\sigma_{p'0}$ – Valor máximo de pré-esforço na origem.

Segundo o artº36 do REBAP:

O valor máximo do pré-esforço na origem P'_0 , não deve exceder:

$$\sigma_{p'0} \leq 0,75 f_{puk} \quad (3.86)$$

$$\sigma_{p'0} \leq 0,75f_{p0,1k} \quad (3.87)$$

Assim sendo,

$$\begin{aligned} \sigma_{p'0} &= \min\{0,75f_{puk}; 0,85f_{p0,1k}\} \\ &= \min\{0,75 \times 1860; 0,85 \times 1670\} \\ &= \min\{1395; 1419,5\} \\ &= 1395 \text{ MPa} \end{aligned}$$

O traçado parabólico é constituído por 4 cabos de 37 cordões, com uma área de $1,4 \text{ cm}^2$ por cordão, por conseguinte, a força transmitida por cada ancoragem é dada por:

$$F = 37 \times 1,4 \times 10^{-4} \times 1395 \times 10^3 = 7226,1$$

$$F_{sd} = \gamma_f \times F \quad (3.88)$$

Segundo o art.º 47 do REBAP:

“... o coeficiente de segurança γ_g relativo às acções permanentes, especificado no RSA com o valor de 1,5, pode ser reduzido até 1,2, no caso da acção do pré-esforço, excepto se os efeitos desta acção forem os predominantes na verificação da segurança, caso em que aquele coeficiente não deverá ser tomado com valor inferior a 1,35...”

Logo,

$$F_{sd} = 1,35 \times 7226,1 = 9755 \text{ kN}$$

A aplicação das expressões 3.62 e 3.63, permitiu determinar a resistência mínima do betão aos 3 dias de idade, para que seja possível aplicar uma força concentrada de 9755kN.

$$p_{crd} = f_{cd} \times \sqrt{\frac{A_0}{A_1}} = f_{cd} \times \sqrt{\frac{0,541}{0,1849}}$$

$$F_{sd} \leq p_{crd} \times A_0 \Leftrightarrow 9755 \leq f_{cd} \times \sqrt{\frac{0,541}{0,1849}} \times 0,1849 \Leftrightarrow f_{cd} \geq 30843 \text{ kPa}$$

Logo,

$$f_{ck} = \gamma_g \times 30843 \Leftrightarrow f_{ck} = 1,5 \times 30843 \Leftrightarrow f_{ck} = 46265 \text{ kPa}$$

Por uma questão de coerência com o projecto real, considerou-se igualmente um betão da classe C40/50, pelo que o valor característico da resistência à compressão simples deste betão é de 40MPa.

Para que seja possível atingir uma resistência superior é necessário cintar o betão numa área correspondente à área de distribuição da força concentrada.

O facto de se considerar uma resistência adicional, conseguida através da cintagem do betão, implica que se considerem uma área de distribuição A_l , correspondente apenas à área de betão confinada (figura 3.61).

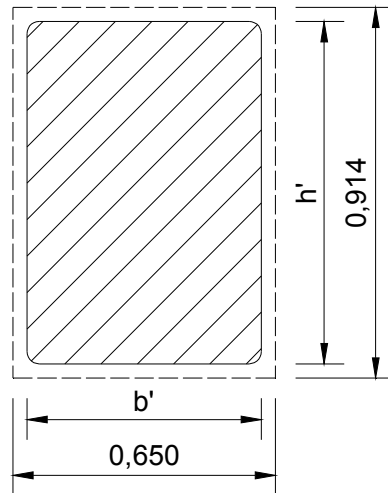


Fig. 3.61 –Área de distribuição efectiva

Considerando um recobrimento de 3 cm e uma armadura de 25mm de diâmetro obtêm-se:

$$b' = 0,65 - 2 \times 0,03 - 2 \times 0,025 = 0,54m$$

$$h' = 0,914 - 2 \times 0,03 - 2 \times 0,025 = 0,804m$$

$$A_c = 0,54 \times 0,804 = 0,4342m^2$$

Recalculando a resistência mínima do betão aos 3 dias de idade:

$$9755 \leq f_{cd} \times \sqrt{\frac{0,4342}{0,1849}} \times 0,1849 \Leftrightarrow f_{cd} \geq 34428kPa$$

Logo,

$$f_{ck} \geq 1,5 \times 34428 \geq 51642kPa$$

A resistência do betão confinado, pode ser calculada, por meio das expressões do EC2:

$$f_{ck,c} = f_{ck} \left(1,000 + 5,00 \frac{\sigma_2}{f_{ck}} \right) \text{ para } \sigma_2 \leq 0,05 f_{ck} \quad (3.89)$$

$$f_{ck,c} = f_{ck} \left(1,125 + 2,50 \frac{\sigma_2}{f_{ck}} \right) \text{ para } \sigma_2 \geq 0,05 f_{ck} \quad (3.90)$$

em que $\sigma_2 (= \sigma_3)$ é a tensão efectiva de compressão lateral no estado limite último devida à cintagem, a qual se pode realizar através de cintas devidamente fechadas ou de armaduras transversais, que atinjam a condição plástica pela extensão lateral do betão.

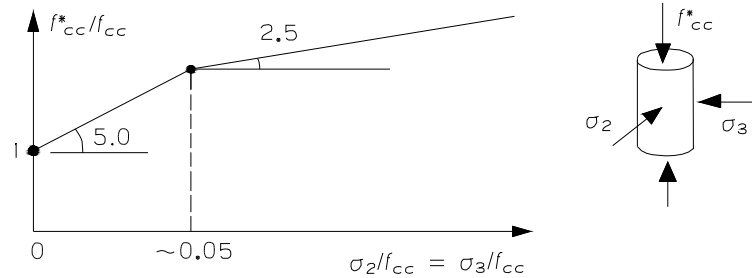


Fig. 3.62 – Aproximação linear da resistência à compressão sobre compressão triaxial axissimétrica [36]

Segundo o CEB-Fib Model Code 90, a tensão σ_2 deve ser multiplicada por um factor de redução α , que tem em conta a não uniformidade da distribuição das tensões de confinamento.

O coeficiente redutor α é dado por:

$$\alpha = \alpha_n \times \alpha_s \quad (3.91)$$

onde, α_n é um factor de redução que expressa a área efectiva de betão num plano perpendicular à força aplicada, função do padrão de cintagem (figura 3.63)

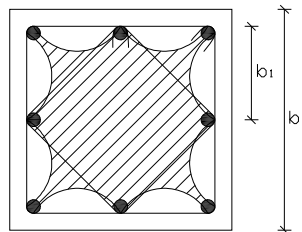


Fig. 3.63 – Área efectivamente cintada no plano perpendicular à aplicação da força

$$\alpha_n \approx 1 - \frac{n \left(\frac{b_1^2}{6} \right)}{b_0^2} = 1 - \frac{8}{3} \times \frac{1}{n} \quad (b_1 < 200 \text{ mm}) \quad (3.92)$$

onde, n é o número total de varões longitudinais.

α_s é um factor de redução que expressa a área efectiva de betão num plano paralelo à força aplicada, função do espaçamento das cintas (figura 3.64).

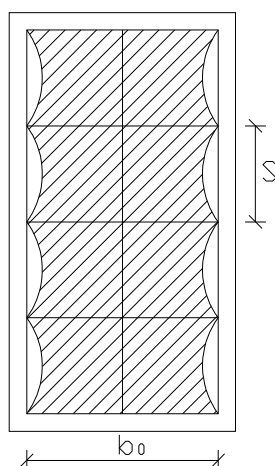


Fig. 3.64 – Área efectivamente cintada no plano paralelo à aplicação da força

$$\alpha_s \approx \left(1 - \frac{1}{2} \frac{s}{b_0}\right) \quad s < \frac{b_0}{2} \quad (3.93)$$

Nos casos em que não se efectue uma análise mais precisa, os coeficientes α_n e α_s , podem ser retirados da figura 3.65:

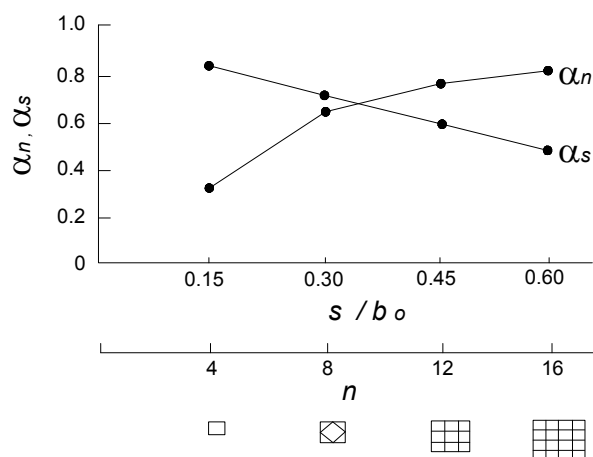


Fig. 3.65 – Valores aproximados de α_n e α_s [36]

Admitindo $s=0,10$ e $n=16$:

$$\left. \begin{array}{l} \frac{s}{b_0} = \frac{0,10}{0,804} = 0,124 \rightarrow \alpha_s = 0,85 \\ n = 16 \rightarrow \alpha_n = 0,85 \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha = 0,85 \times 0,85 = 0,7225$$

A aplicação das expressões 3.89 e 3.90, substituindo $f_{ck,c}$ pela resistência mínima necessária, permite determinar a tensão de confinamento a garantir.

Admitindo, $\sigma_2 \geq 0,05f_{ck}$:

$$51642 = 23824 \left(1,125 + 2,5 \times \frac{\sigma_2 \times 0,68}{23824} \right) \Leftrightarrow \sigma_2 = 14612 \text{ kPa} > 0,05f_{ck}$$

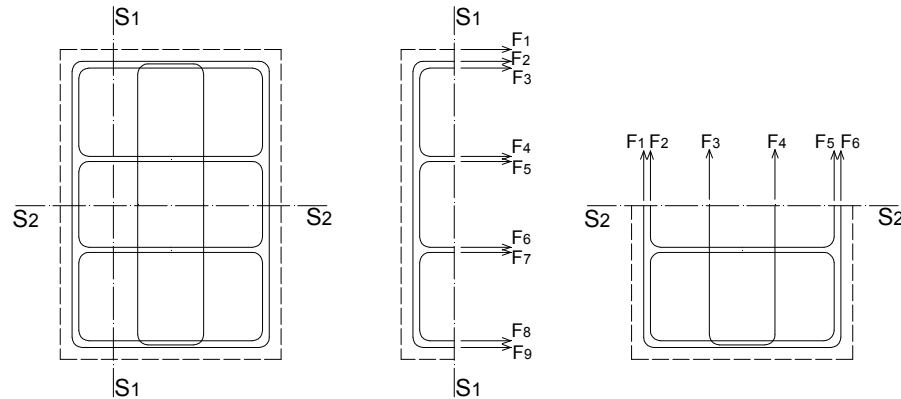


Fig. 3.66 – Esquema da armadura de cintagem

Na secção S1:

$$\sigma_2 = \frac{\Sigma F_i}{b \times s} \Leftrightarrow \Sigma F_i = \sigma_2 \times b \times s \Leftrightarrow \Sigma F_i = 14612 \times 0,804 \times 0,10 = 1175 \text{ kN}$$

Considerando armaduras ϕ_{25} ,

$$F_{\phi_{25}} = 4,91 \times 10^{-4} \times 435 \times 10^3 = 213,585 \text{ kN}$$

$$\Sigma F_i = 8 \times 213,585 = 1708,68 \text{ kN}$$

$$\sigma_2 = \frac{1708,68}{0,10 \times 0,804} = 21252 \text{ kPa}$$

Calculando α_n para a disposição de cintas da figura 3.66:

$$n = 12 \rightarrow \alpha_n = 1 - \frac{8}{3} \times \frac{1}{12} = 0,78 \rightarrow \alpha = 0,85 \times 0,72 = 0,612$$

$$f_{ck,c} = 23823 \left(1,125 + 2,5 \times \frac{21252 \times 0,612}{23824} \right) = 59318 > 51642 \text{ kPa}$$

Na secção S2:

$$\sigma_3 = \frac{\Sigma F_i}{bxs} \Leftrightarrow \Sigma F_i = \sigma_3 \times bxs \Leftrightarrow \Sigma F_i = 14612 \times 0,54 \times 0,10 = 789kN$$

Considerando armaduras ϕ_{25} ,

$$F_{\phi 25} = 4,91 \times 10^{-4} \times 435 \times 10^3 = 213,585kN$$

$$\Sigma F_i = 6 \times 213,585 = 1282kN$$

$$\sigma_3 = \frac{1282}{0,10 \times 0,54} = 23732kPa \approx \sigma_2 = 21252kPa$$

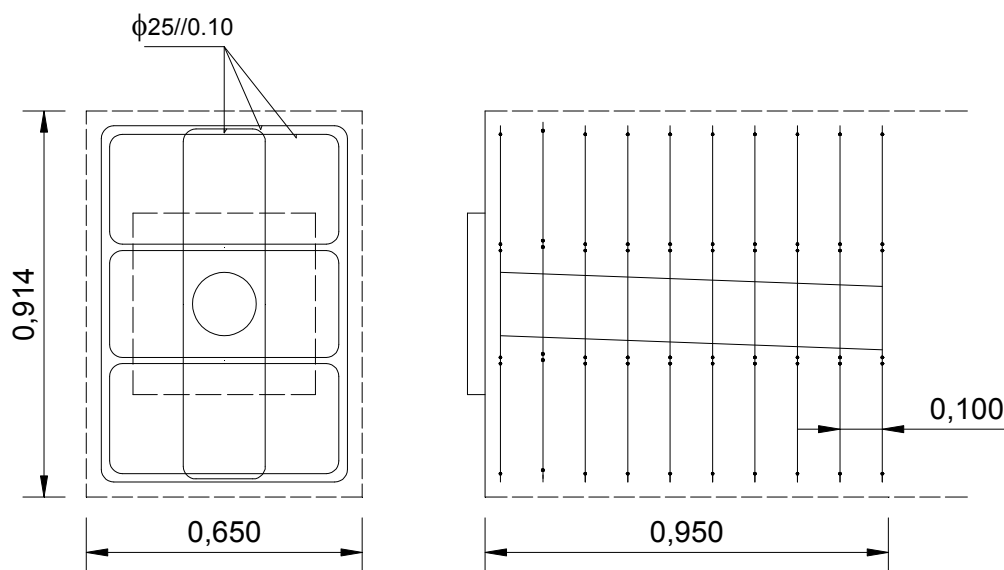


Fig. 3.67 – Armaduras de cintagem na zona de ancoragem dos cabos de traçado parabólico

Deste modo, conclui-se que é possível ancorar 4 cabos de 37 cordões nas almas com 0,65m de espessura, desde que se garanta a cintagem do betão.

3.4.2.DIMENSIONAMENTO DO PRÉ-ESFORÇO

3.4.2.1.Dimensionamento da força de pré-esforço

O dimensionamento da força de pré-esforço foi realizado no programa de cálculo apresentado em 3.3.5.

Como já havia sido referido, o programa só permite o cálculo de pontes com 5 vãos, no entanto, o comportamento estrutural do tramo central é muito próximo do comportamento de um tramo intermédio de uma ponte com um maior número de vãos, pelo o erro obtido é desprezável.

Uma vez que o estudo visa o dimensionamento de um tabuleiro construído tramo a tramo, a distribuição de vãos mais adequada é a de vãos interiores uniformes e vãos extremos com 80% do comprimento dos vãos interiores, pelo que se considerou a distribuição representada na figura 3.68.

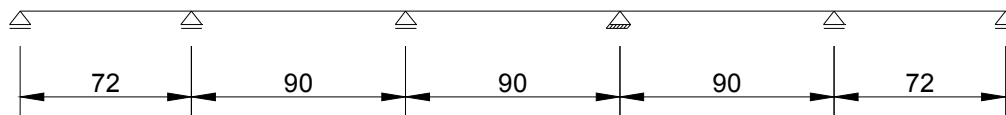


Fig. 3.68 – Distribuição de vãos adoptada

A área de pré-esforço foi determinada por meio de um processo iterativo, de forma a verificar a condição de descompressão na combinação frequente.

Durante o processo iterativo, verificou-se necessário aumentar a espessura do banzo inferior na secção sobre os pilares, de 0,80m para 0,85m, para baixar a posição do eixo neutro de forma a aumentar a excentricidade dos cabos.

Nos quadros 3.17 e 3.18, apresentam-se as características e propriedades consideradas para o betão e para aço de pré-esforço, respectivamente.

No que concerne à tipologia das ancoragens, consideraram-se passiva à esquerda e activa à direita.

Quadro 3.17 – Propriedades do betão

E_{cm} (MPa)	35,2
Consistência do Betão	média
Endurecimento do Betão	rápido
Temperatura média (C°)	20
Humidade relativa (%)	70
Data de aplicação do pré-esforço (dias)	3

Quadro 3.18 – Propriedades do pré-esforço

E_p (GPa)	195
f_{pk} (MPa)	1860
$f_{p0,1k}$ (MPa)	1670
$A_{cordão}$ (cm ²)	1,40
μ	0,25
k	0,01
Δs	0,006
Coeficiente de relaxação	5%

No quadro 3.19, apresenta-se as características do pré-esforço adoptado.

Quadro 3.19 – Armadura de pré-esforço para o vão intermédio

	Cabos parabólicos	Cabos rectilíneos superiores	Cabos rectilíneos inferiores
N.º de cordões	37	19	19
N.º de cabos	8	12	6
A (mm ²)	41440	31920	15960
F _{P0} (kN)	57809	44528	22264

3.4.2.2. Traçado dos cabos

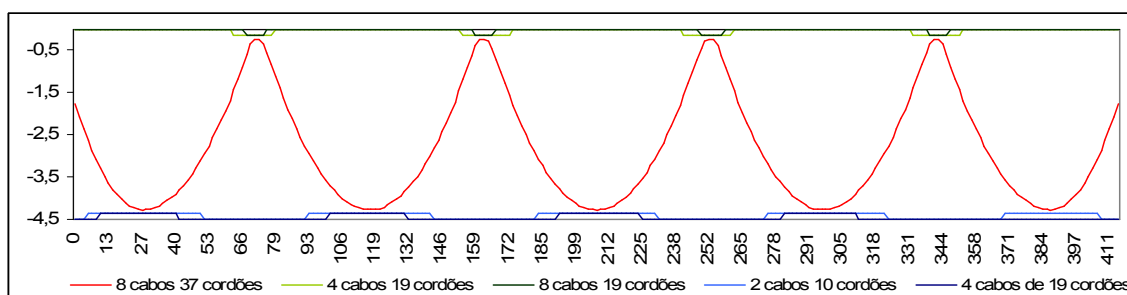


Fig. 3.69 – Representação gráfica do traçado teórico dos cabos de pré-esforço

Quadro 3.20 – Parâmetros das equações das parábolas constituintes do traçado prático

Cabo	Parábola	a	b	c	Raio	x _{inicial}	x _{final}
1	1	0,00410	0,00000	0,00000	122	0	27
	2	-0,01276	-9,10370	-12,29000	39	27	34,85
	3	-0,00104	0,09391	1,93697	479	34,85	45
2	1	0,00289	0,00000	0,00000	173	0	27
	2	-0,00255	0,29407	-3,97000	196	27	43,55
	3	-0,02480	2,23201	-46,17024	20	43,55	45
3	1	0,00162	0,00000	0,00000	309	0	27
	2	0,00708	-0,29481	3,98000	71	27	39,175
	3	-0,02230	2,00689	-41,10496	22	39,175	45
4	1	0,00040	0,00000	0,00000	1257	0	27
	2	0,01724	-0,90963	12,28000	29	27	38,107
	3	-0,02934	2,64097	-55,37181	17	38,107	45

3.4.3.DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA PASSIVA

3.4.3.1. Armaduras longitudinais

Banzo efectivo:

O calculo do banzo efectivo foi efectuado com base no exposto no EC2 [37].

$$b_{eff} = \sum b_{eff,i} + b_w \leq b \quad (3.94)$$

$$b_{eff,i} = \min \{ 0,2b_i + 0,1l_o ; 0,2l_o ; b_i \} \quad (3.95)$$

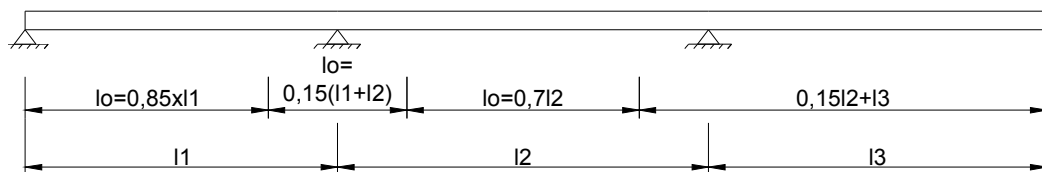


Fig. 3.70 – Definição de l_o , para o cálculo do banzo efectivo

Secção sobre o apoio:

$$l_o = 0,15 \times (90 + 90) = 27m$$

$$b_1 = 4,27m$$

$$b_2 = 3,95m$$

$$b_{eff1} = \min \{ 0,2 \times 4,27 + 0,1 \times 27 ; 0,2 \times 27 ; 4,27 \} = 3,55m$$

$$b_{eff2} = \min \{ 0,2 \times 3,95 + 0,1 \times 27 ; 0,2 \times 27 ; 3,95 \} = 3,49m$$

$$b_{eff} = 3,55 + 3,49 + 0,656 = 7,70m$$

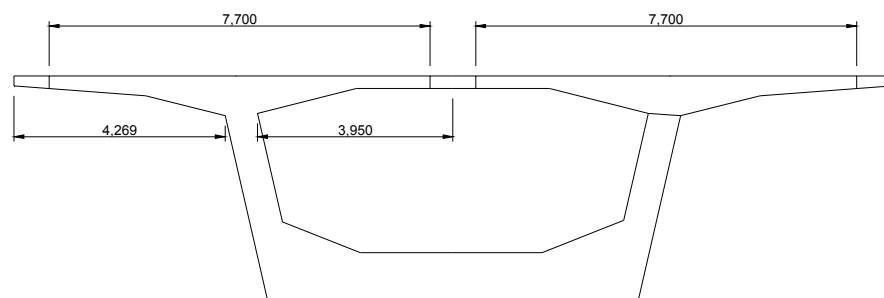


Fig. 3.71 – Banzo efectivo sobre os pilares

Secção de meio vão:

$$l_o = 0,7 \times 90 = 63m$$

$$b_1 = 4,27m$$

$$b_2 = 4,14m$$

$$b_{eff1} = \min \{ 0,2 \times 4,27 + 0,1 \times 63 ; 0,2 \times 63 ; 4,27 \} = 4,27m$$

$$b_{eff1} = \min \{ 0,2 \times 4,14 + 0,1 \times 63 ; 0,2 \times 63 ; 4,14 \} = 4,14$$

Logo, na secção de meio vão o banzo é efectivo na totalidade.

Armadura de flexão:

O cálculo das armaduras de flexão foi efectuado, considerando o pré-esforço do lado da resistência, tratando-se de um problema de flexão simples.

Assim sendo, o momento de cálculo actuante é dado por:

$$M_{sd} = 1,35 \times M_g + 1,5 \times M_q + M_{P,hiper} \quad (3.96)$$

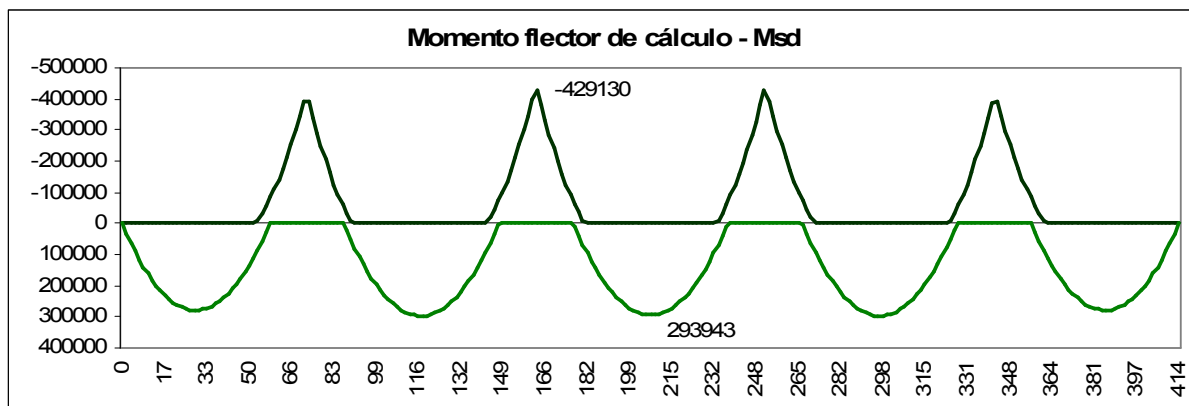


Fig. 3.72 – Diagrama de momentos flectores de cálculo

Secção de apoio:

Considerou-se a armadura de flexão de momentos negativos, distribuída nas duas faces do banzo efectivo da secção de apoio.

$$M_{sd} = -429130 kNm$$

$$F_p = A_p \times f_{pd} = 73360 \times 10^{-6} \times \frac{1670 \times 10^3}{1,15} = 95878 kN$$

$$F_c = 7,5 \times 0,8x \times 0,85 \times \frac{40000}{1,5} = 136000x$$

$$z_c = 4,5 - 0,265 - 0,4x$$

$$z_p = 0,265 - 0,225 = 0,04$$

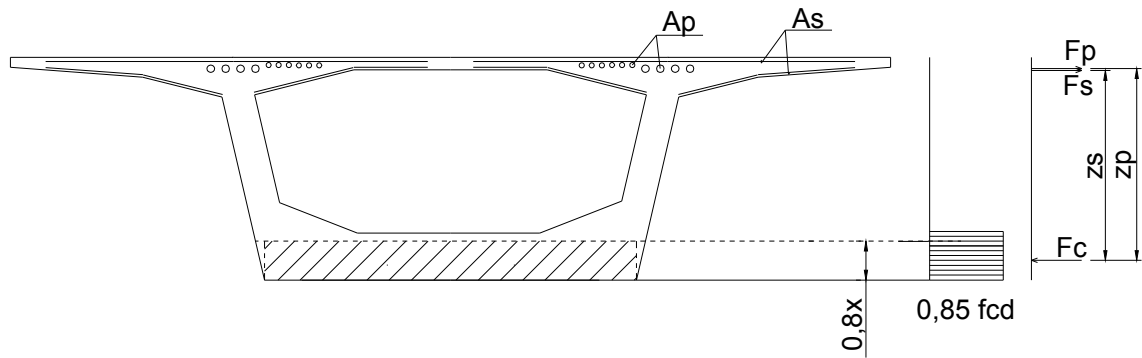


Fig. 3.73 – Equilíbrio de forças em estado limite último na secção de apoio

$$\sum M|_{F_s} = M_{sd}$$

$$\Leftrightarrow 136000x \times (4,5 - 0,265 - 0,4x) + 95878 \times 0,04 = 429130$$

$$\Leftrightarrow x = 0,799m$$

$$\sum F = 0$$

$$\Leftrightarrow F_s = 136000 \times 0,799 - 95878$$

$$\Leftrightarrow F_s = 12786KN$$

$$A_s = \frac{F_s}{f_{yd}} = \frac{12786}{435 \times 10^3} = 294 \times 10^{-4} m^2$$

$$\frac{A_s}{s} = \frac{294}{29,72} = 9,89 cm^2 / m \rightarrow \phi 16 / 10,20 \quad (A_s = 10,05 cm^2 / m)$$

Secção de meio vão:

$$M_{sd} = 293943 kNm$$

$$F_p = 57400 \times 10^{-6} \times \frac{1670 \times 10^3}{1,15} = 83355KN$$

$$F_c = 17,75 \times 0,8x \times 0,85 \times \frac{40000}{1,5} = 321867x$$

$$F_c = F_p \Leftrightarrow 321867x = 83355 \Leftrightarrow x = 0,26m$$

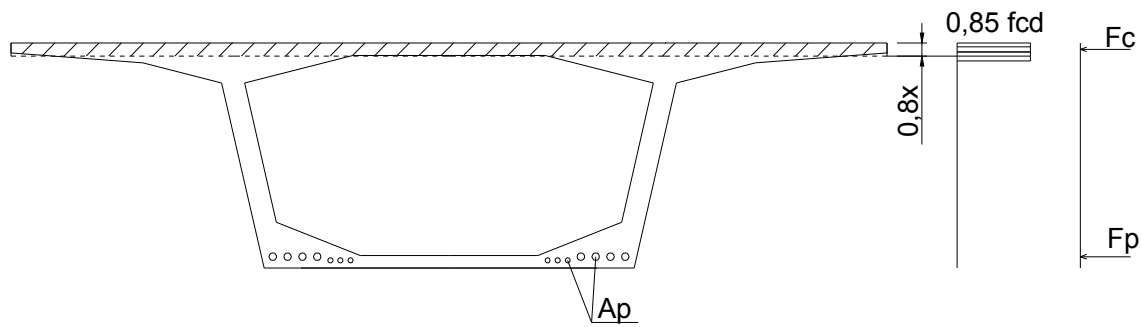


Fig. 3.74 – Equilíbrio de forças em estado limite último na secção de meio vão

$$z = 4,5 - 0,4 \times 0,26 - 0,225 = 4,171m$$

$$M_{rd} = 321867 \times 0,26 \times 4,205 = 349051KN > 229130kNm$$

Logo, não é necessária armadura passiva

Armadura mínima de flexão no banzo inferior:

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d \quad (3.97)$$

em que:

b_t – largura média da zona traccionada.

Aplicando a expressão 3.97,

$$A_{s,min} = 0,26 \times \frac{3,5}{500} \times 1,90 \times 4,45 = 153 \times 10^{-4} m^2$$

$$\frac{A_s}{s} \Big|_{face} = \frac{1}{2} \times \frac{153}{7,5} = 10,2 cm^2 / m \rightarrow \phi 16 / 1.20 \quad (A_s = 10,05 cm^2 / m / face)$$

Armadura mínima de fendilhação das almas segundo o EC2:

$$A_{s,min} = \frac{k_c \times k \times f_{ct,eff} \times A_{ct}}{\sigma_s} \quad (3.98)$$

em que:

A_{ct} – área de betão traccionado imediatamente antes da formação da primeira fenda;

σ_s – valor absoluto da tensão máxima admissível na armadura imediatamente depois da formação da primeira fenda;

$f_{ct,eff}$ – valor médio da resistência do betão à tracção à data em que se prevê que se possam formar as primeiras fendas: $f_{ct,eff} = f_{ctm}$ ou inferior se prever uma fendilhação antes dos 28 dias;

k – coeficiente que considera o efeito das tensões não uniformes auto-equilibradas, de que resulta uma redução dos esforços de coacção:

=1,0 para almas com $h \leq 300mm$ ou para banzos com larguras inferiores a 300mm;

=0,65 para almas com $h \leq 800mm$ ou para banzos com larguras superiores a 800mm;

k_c – coeficiente que tem em conta a distribuição de tensões na secção, imediatamente antes da fendilhação e da variação do braço do binário;

Para flexão ou flexão composta com esforços normais em secções rectangulares e almas de secções em caixão e de secções em T:

$$k_c = 0,4 \left[1 - \frac{\sigma_c}{k_1(h/h^*)f_{ct,eff}} \right] \leq 1 \quad (3.99)$$

σ_c – tensão média do betão existente na parte da secção considerada;

$$\sigma_c = \frac{N_{Ed}}{bh} ;$$

$h^* = h$ para $h < 1,0m$;

$h^* = 1,0m$ para $h \geq 1,0m$;

k_1 – coeficiente que considera os efeitos dos esforços normais na distribuição de tensões:

$k_1 = 1,5$ se N_{Ed} for um esforço de compressão;

$k_1 = \frac{2h^*}{3h}$ se N_{Ed} for um esforço de tracção.

Admitiu-se, do lado da segurança:

$$k_c = 0,4$$

$$k = 0,65$$

Secção de meio vão:

$$A_{ct} = 2,34m^2 \text{ (figura 3.75)}$$

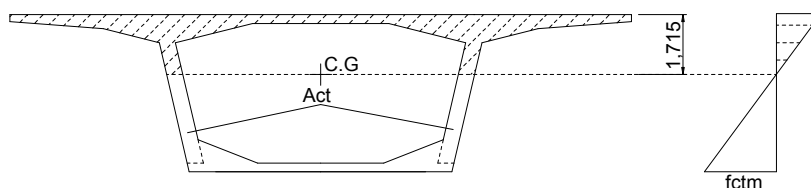


Fig. 3.75 – Representação esquemática de A_{ct} na secção de meio vão

$$A_{s,min} = \frac{0,4 \times 0,65 \times 3,5 \times 2,34}{500} = 43 \times 10^{-4} m^2$$

$$\frac{A_{s,min}}{s} = \frac{43}{7,676} = 5,60 cm^2 / m / face \rightarrow \phi 12 / 0,20 / face \quad (A_s = 5,60 cm^2 / m / face)$$

Secção sobre os pilares:

$$A_{ct} = 2,42 m^2 \text{ (figura 3.76)}$$

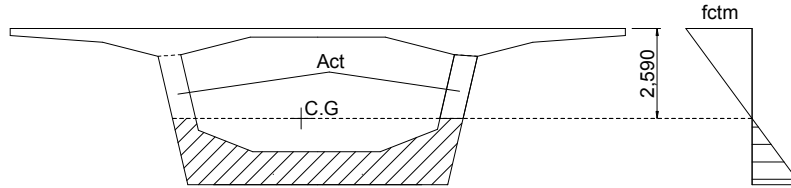


Fig. 3.76 – Representação esquemática de A_{ct} na secção sobre os pilares

$$A_{s,min} = \frac{0,4 \times 0,65 \times 3,5 \times 2,42}{500} = 44 \times 10^{-4} m^2$$

$$\frac{A_{s,min}}{s} = \frac{44}{7,348} = 5,99 cm^2 / m / face \rightarrow \phi 16 / 0,20 / face \quad (A_s = 10,05 cm^2 / m / face)$$

Armadura de esforço transverso:

A armadura de esforço transverso foi calculada pelas expressões contempladas no EC2 [37].

O valor de cálculo do esforço transverso resistente máximo, limitado pelo esmagamento das escoras comprimidas é dado por:

$$V_{rd,m\acute{a}x} = \frac{\alpha_{cw} \times b_w \times z \times \nu_1 \times f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta} \quad (3.100)$$

em que:

α_{cw} – coeficiente que tem em conta o estado de tensão no banzo comprimido;

b_w – menor largura da secção entre os banzos traccionado e comprimido;

z – braço do binário das forças interiores;

ν_1 – coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transverso;

f_{cd} – valor de cálculo da resistência do betão a compressão;

θ – ângulo formado pela escora comprimida de betão com o eixo da viga.

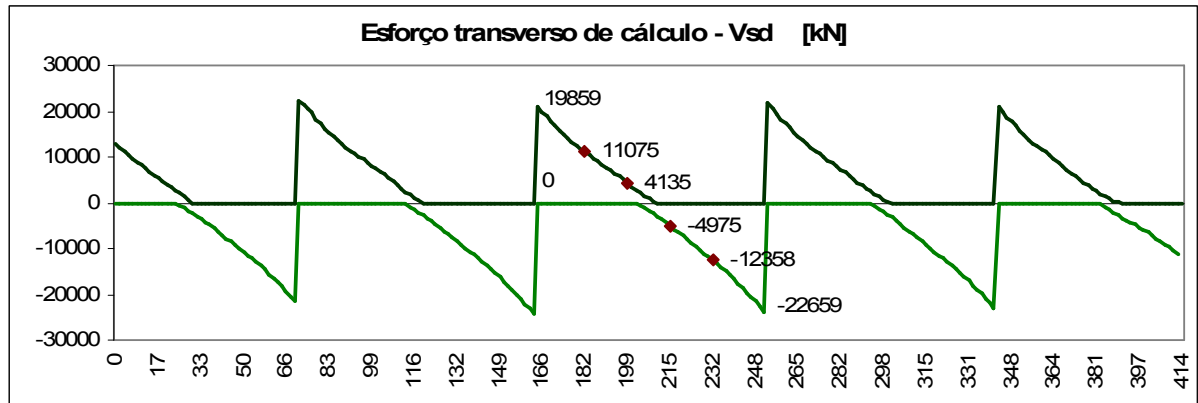


Fig. 3.77 – Diagrama de esforço transverso actuante

$$\sigma_{cp} = 2422 \text{ Kpa} = 2,4 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = \frac{40}{15} = 26,67 \text{ MPa}$$

$$0,25f_{cd} = 6,66 \text{ MPa}$$

$$0 < \sigma_{cp} < 0,25f_{cd} \rightarrow \alpha_{cw} = 1 + \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}} = 1 + \frac{2,4}{26,67} = 1,09$$

$$\cot \theta = 2 \quad (1 \leq \cot \theta \leq 2,5)$$

$$b_w = 2 \times 0,65 = 1,3 \text{ m}$$

$$z = 0,9d = 0,9 \times (4,5 - 0,05) = 4,0$$

$$\nu_1 = 0,6 \times \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,6 \times \left(1 - \frac{40}{250}\right) = 0,504$$

$$b_w = 0,65 \text{ m} \rightarrow V_{rd, \max} = \frac{1,09 \times 2 \times 0,65 \times 4 \times 0,504 \times 26667}{2 + \frac{1}{2}} = 30472 \text{ KN} > 22659 \text{ KN}$$

$$b_w = 0,45 \text{ m} \rightarrow V_{rd, \max} = \frac{1,105 \times 2 \times 0,45 \times 4 \times 0,504 \times 26667}{2 + \frac{1}{2}} = 21095 \text{ KN} > 12358 \text{ KN}$$

O esforço transverso de cálculo máximo, $V_{Ed, \max}$, é igual a 22659 KN, logo verifica a segurança relativamente ao esmagamento das bielas comprimidas.

$$V_{Rd, s} = \frac{A_{sw}}{s} \times z \times f_{ywd} \times \cot \theta \quad (3.101)$$

$$V_{Ed} = V_{Rd, s} \Leftrightarrow 22659 = \frac{A_{sw}}{s} \times 4,0 \times 435 \times 10^3 \times 2 \Leftrightarrow \frac{A_{sw}}{s} = 65 \times 10^{-4} \text{ m}^4 = 65 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$\frac{A_{sw}}{s} / \text{alma} = 32,5 \text{ cm}^2 / \text{m} \rightarrow 2\phi 16 / 10,12 \quad (A = 33,50 \text{ cm}^2 / \text{m} / \text{alma})$$

No que respeita ao afastamento máximo das armaduras de esforço transversal, o EC2 apresenta as seguintes disposições:

$$S_{l,máx} = 0,75d(1 + \cot \theta) = 0,75 \times (4,5 - 0,05) \times (1 + 2) = 10m \leq 300(\text{REBAP})$$

$$S_{t,máx} = 0,75d \leq 600mm$$

$$V_{Ed} = 12358KN$$

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{Ed}}{z \times f_{wd} \times \cot \theta}$$

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{12358}{4,0 \times 435 \times 10^3 \times 2} \Leftrightarrow \frac{A_{sw}}{s} = 35,5 \times 10^{-4} m^2 / m$$

$$\frac{A_{sw}}{s} / alma = 17,75 cm^2 / m \rightarrow 2\phi 16 / 0,20 \quad (A = 20,10 cm^2 / m / alma)$$

$$V_{Ed} = 4975KN$$

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{Ed}}{z \times f_{wd} \times \cot \theta}$$

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{4975}{4,0 \times 435 \times 10^3 \times 2} \Leftrightarrow \frac{A_{sw}}{s} = 14,3 \times 10^{-4} m^2 / m$$

$$\frac{A_{sw}}{s} / alma = 7,15 cm^2 / m \rightarrow 2\phi 12 / 0,30 \quad (A = 7,53 cm^2 / m / alma)$$

Armadura mínima de esforço transversal:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s_{bw} \times \sin \alpha} \quad (3.102)$$

$$\rho_{w,min} = \frac{0,08 \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \quad (3.103)$$

$$\rho_{w,min} = \frac{0,08 \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = \frac{0,08 \sqrt{40}}{500} = 0,001012$$

$$\frac{A_{sw}}{s} = 0,001012 \times 0,45 = 4,55 \times 10^{-4} m^2 / m$$

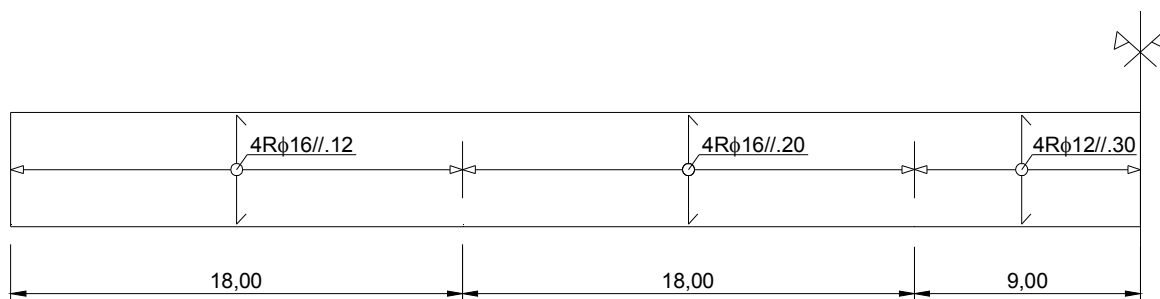


Fig. 3.78 – Esquema da distribuição longitudinal da armadura de esforço transverso

3.4.3.2. Armaduras transversais

Armadura de flexão do banzo superior:

Para efectuar o cálculo da armadura de flexão transversal do banzo superior efectuou-se um modelo de casca idêntico ao efectuado no sub-capítulo 3.5.1.1, reajustando apenas as dimensões da secção.

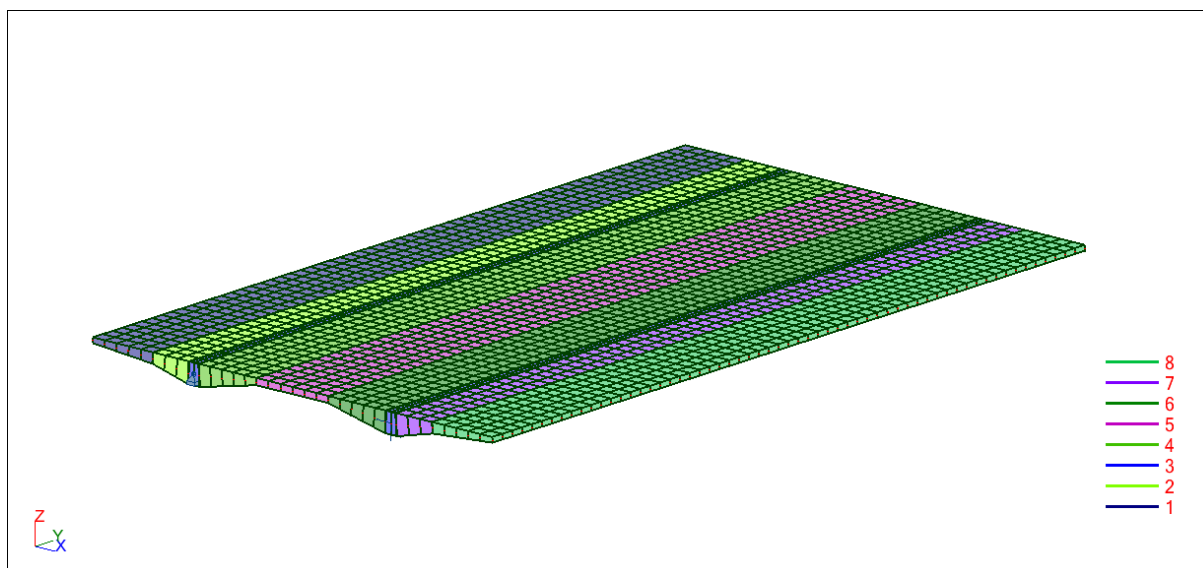


Fig. 3.79 – Perspectiva tridimensional do modelo de casca utilizado no cálculo das armaduras transversais do banzo superior

Para o cálculo dos esforços de flexão no banzo superior, consideraram-se as seguintes combinações:

- Combinação 1 – $1,35 \times (g_{pp} + g_{revestimentos}) + 1,5 \times Q_{VT} + 1,5 \times q_{passeios}$;
- Combinação 2 – $1,35 \times (g_{pp} + g_{revestimentos}) + 1,5 \times Q_{VT} + 1,5 \times q_{passeios}$;
- Combinação 3 – $1,35 \times (g_{pp} + g_{revestimentos}) + 1,5 \times (q_{distribuida} + Q_{transversal}) + 1,5 \times q_{passeios}$;
- Combinação 4 – $1,35 \times (g_{pp} + g_{revestimentos}) + 1,5 \times (q_{distribuida} + Q_{transversal}) + 1,5 \times Q_{passeios}$.

De forma análoga ao que se efectuou no sub-capítulo 3.5.1.1, o veículo tipo e a carga concentrada em passeios foram colocados em diversas posições de forma a identificar a posição mais gravosa, no que respeita ao momento negativo máximo sobre as almas e positivo a meio vão.

Na figura 3.80 representa-se o diagrama de momentos flectores mais desfavorável no que respeita ao momento negativo sobre as almas. O respectivo diagrama é correspondente à combinação 2 com o veículo tipo colocado a 1m do bordo da consola e a carga concentrada em passeios a 0,5m.

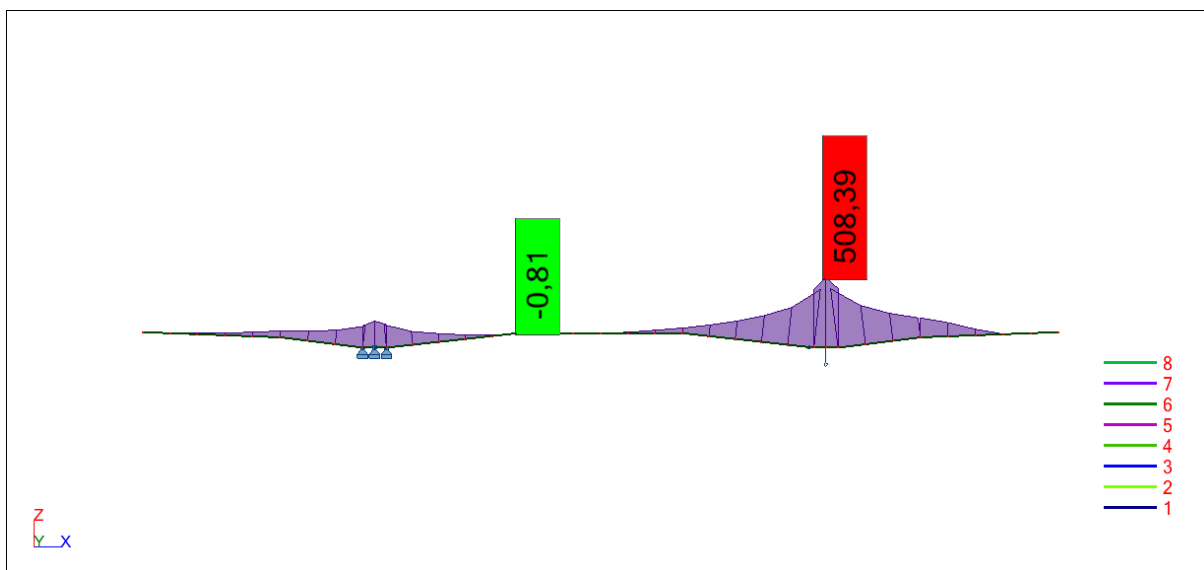


Fig. 3.80 – Diagrama de momentos flectores actuantes – combinação de momento flector negativo máximo

Na figura 3.81 representa-se a translação do diagrama de momentos, de um comprimento al igual a d , tal como prescrito no EC2 para elementos sem armadura de esforço transverso.

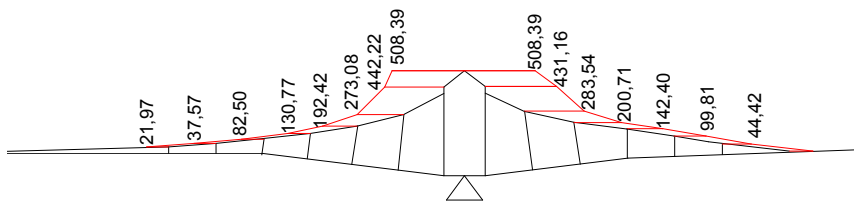


Fig. 3.81 – Translação do diagrama de momentos sobre o apoio direito

Uma vez que a espessura da secção diminui, a par da diminuição do momento flector, mas não com a mesma variação, não é suficiente calcular a armadura resistente ao momento flector máximo, uma vez que essa corresponde à secção de espessura máxima.

Pelo que se expôs, o cálculo da armadura foi efectuado para 15 secções, as quais se representam na figura 3.82.

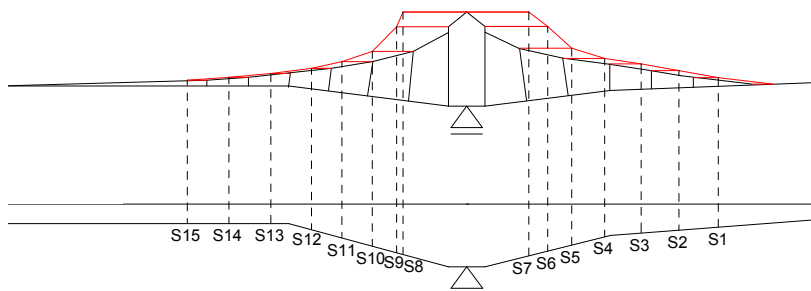


Fig. 3.82 – Representação das secções de cálculo da armadura de momentos negativos

No quadro 3.21, apresentam-se os resultados para as 15 secções consideradas, cujo cálculo se efectuou com as seguintes expressões:

$$A_s = \frac{M_{sd}}{0,9d \times f_{yd}} \quad (3.104)$$

$$A_{s,min} = 0,26 \times \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \times b_t \times d \quad (3.105)$$

$$A_d = 20\%A_s \quad (3.106)$$

Quadro 3.21 – Armadura transversal de cálculo do banzo superior

Secção	x	M _{Sd}	h	A _s (cm ² /m)	As mínima flexão (cm ² /m)	Armadura adoptada	A _s adoptada (cm ² /m)	A _d (cm ² /m)
1	1,29	44,42	0,30	4,63	4,46	Φ16//.20	10,50	2,10
2	1,793	99,81	0,33	8,98	5,17	Φ16//.20	10,50	2,10
3	2,25	142,40	0,37	11,33	5,84	Φ16//.20+Φ12//.20	15,70	3,14
4	2,741	200,71	0,42	13,93	6,70	Φ16//.20+Φ12//.20	15,70	3,14
5	3,161	283,54	0,52	15,31	8,61	Φ16//.20+Φ12//.20	15,70	3,14
6	3,469	431,16	0,60	20,02	10,01	Φ16//.10	20,10	4,02
7	3,708	508,39	0,66	21,29	11,10	Φ16//.10+Φ12//.20	25,75	5,15
8	5,312	508,39	0,64	21,90	10,79	Φ16//.10+Φ12//.20	25,75	5,15
9	5,395	424,22	0,62	18,98	10,39	Φ16//.10	20,10	4,02
10	5,704	273,08	0,54	14,29	8,88	Φ16//.20+Φ12//.20	15,70	3,14
11	6,092	192,42	0,43	12,83	6,97	Φ16//.20+Φ12//.20	15,70	3,14
12	6,48	130,77	0,33	12,02	5,06	Φ16//.20+Φ12//.20	15,70	3,14
13	6,997	82,05	0,25	10,48	3,64	Φ16//.20+Φ12//.20	15,70	3,14
14	7,533	37,57	0,25	4,80	3,64	Φ16//.20	10,50	2,10
15	8,065	21,97	0,25	2,81	3,64	Φ16//.20	10,50	2,10

O momento flector positivo máximo, foi obtido na combinação 1, com o veículo tipo colocado na posição representada na figura 3.83.

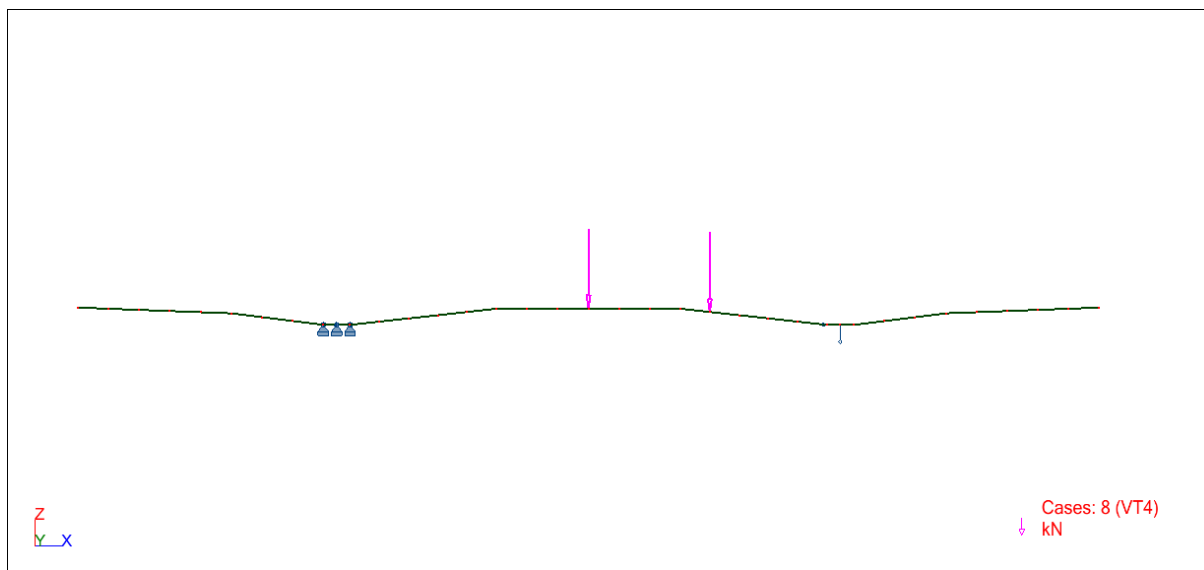


Fig. 3.83 – Posição do veículo tipo para a combinação de momento flector positivo máximo

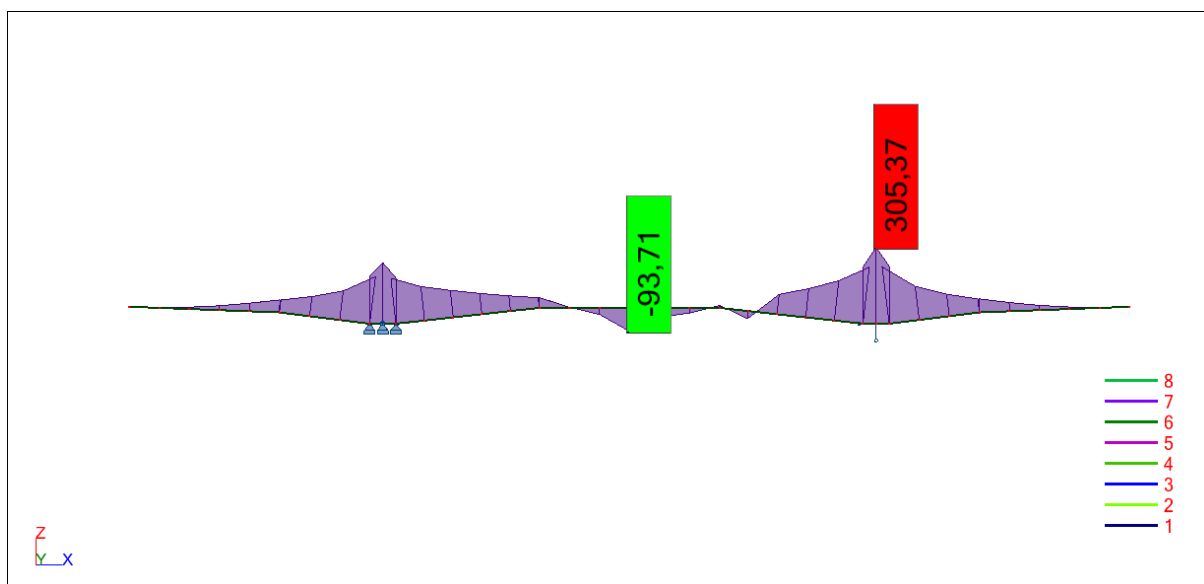


Fig. 3.84 – Diagrama de momentos flectores actuantes – combinação de momento flector positivo máximo

$$A_s = \frac{94}{0,9 \times 0,20 \times 435 \times 10^3} = 12 \times 10^{-4} \text{ m}^2 / \text{m} \rightarrow \phi 16 / 1,20 + \phi 12 / 1,20 \quad (A_s = 15,7 \text{ cm}^2 / \text{m})$$

$$A_{s,\min} = 0,26 \times \frac{3,5}{500} \times 1,0 \times 0,20 = 3,64 \times 10^{-4} \text{ m}^2 / \text{m}$$

$$A_d = 0,2 \times 12 = 2,4 \text{ cm}^2 / \text{m} \rightarrow \phi 8 / 1,20 \quad (A_s = 2,59 \text{ cm}^2 / \text{m})$$

Armadura de flexão do banzo inferior:

Para o cálculo do esforço de flexão transversal do banzo inferior considerou-se o modelo simplificado representado na figura 3.85.

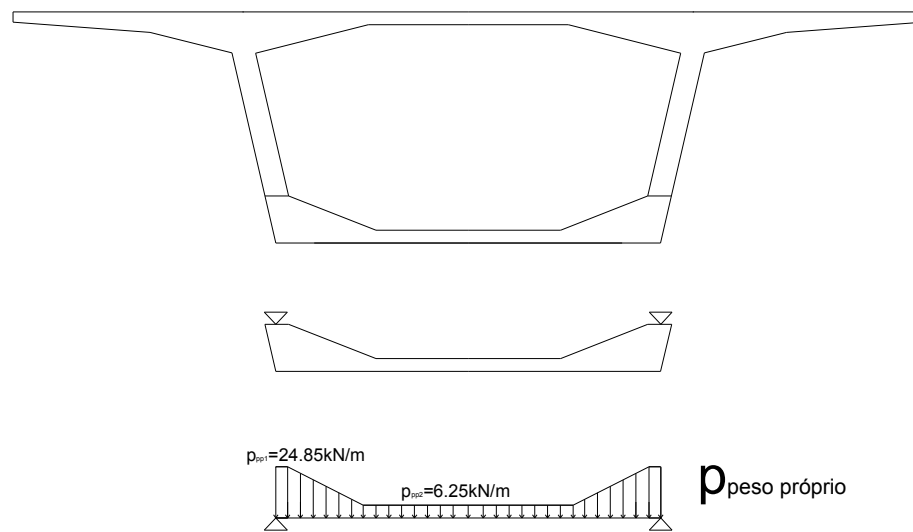


Fig. 3.85 – Modelo simplificado de cálculo do banzo inferior para a secção de meio vão

As acções consideradas neste caso, foram o peso próprio e uma sobrecarga distribuída.

No que respeita à sobrecarga, e uma vez que o RSA não faz referência ao valor da mesma para o interior de pontes em caixão, adoptou-se 1 kN/m^2 .

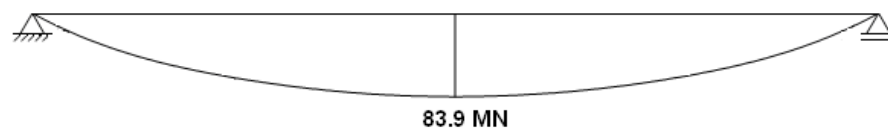


Fig. 3.86 – Diagrama de momento flector actuante no banzo inferior da secção de meio vão

$$A_s = \frac{84}{0,9 \times 0,20 \times 435 \times 10^3} = 10,73 \times 10^{-4} \text{ m}^2 / \text{m} \rightarrow \phi 16 / 0,20 \quad (A_s = 10,05 \text{ cm}^2 / \text{m})$$

$$A_{s,\min} = 3,64 \times 10^{-4} \text{ m}^2 / \text{m}$$

$$A_d = 0,20 \times 10,73 = 2,15 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Para o cálculo da armadura do banzo inferior sobre os apoios utilizou-se um modelo análogo ao da figura 3.85.

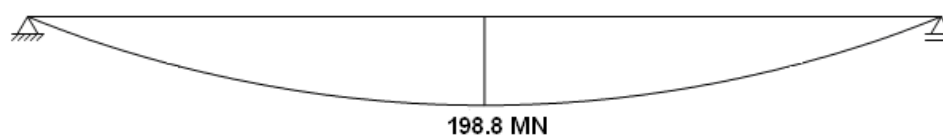


Fig. 3.87 – Diagrama de momento flector actuante no banzo inferior da secção sobre os pilares

$$A_s = \frac{198,8}{0,9 \times 0,90 \times 435 \times 10^3} = 5,64 \times 10^{-4} m^2 / m$$

$$A_{s,min} = 3,64 \times 10^{-4} m^2 / m$$

Por uma questão de simplificação, do lado da segurança, adoptou-se uma armadura de flexão no banzo inferior, constante ao longo do vão e de igual valor à calculada para a secção de meio vão.

3.4.3.3. Armaduras das zonas de ancoragem

O cálculo das armaduras nas zonas de ancoragem foi efectuado de acordo como o prescrito no REBAP.

Armaduras de ancoragem dos cabos de 37 cordões:

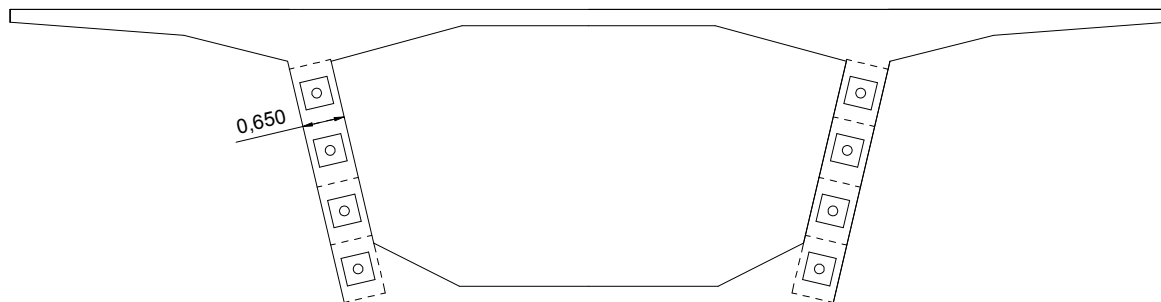


Fig. 3.88 – Esquema da zona de ancoragem dos cabos de 37 cordões

A força transmitida em cada cabo, aquando da ancoragem de cada cabo de pré-esforço, é dada por:

$$F = 37 \times 1,4 \times 10^{-4} \times 1395 \times 10^3 = 7226 kN$$

$$F_{sd} = 1,35 \times 7226 = 9755 kN$$

A resistência ao esmagamento, já foi verificada em 3.5.1.3, onde se calculou a armadura de cintagem necessária para o efeito.

$$A_{s1,v} = \frac{6 \times 4,91}{0,1} = 294,6 cm^2 / m$$

$$A_{s1,h} = \frac{8 \times 4,91}{0,1} = 392 cm^2 / m$$

O esticamento dos cabos, não é realizado em simultâneo, logo, é necessário calcular a armadura, para as várias fases de aplicação das cargas.

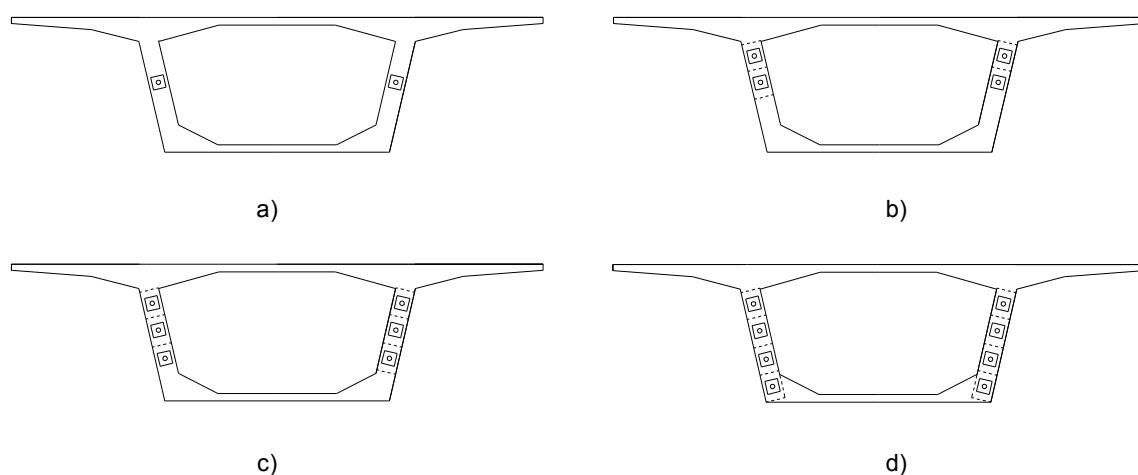


Fig. 3.89 – Fases de aplicação do pré-esforço (cabos de 37 cordões): a) 1 carga aplicada por alma; b) 2 cargas aplicadas por alma; c) 3 cargas aplicadas por alma; d) 4 cargas aplicadas por alma

Caso de 1 força aplicada:

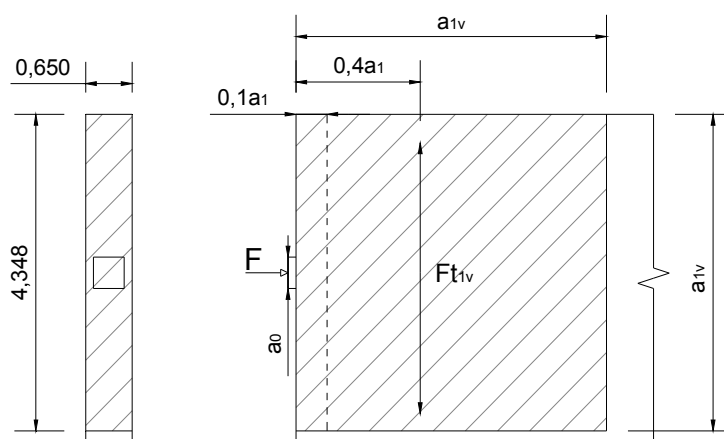


Fig. 3.90 – Representação das forças de tracção para o caso de 1 força aplicada (cabos de 37 cordões)

Quadro 3.22 – Larguras de distribuição das cargas para o caso de 1 força aplicada (cabos de 37 cordões)

a_0	a_1	$0,1a_1$	$0,4a_1$
0,430	4,348	0,435	1,739

$$F_{t1} = 0,3 \times F_{sd} \left(1 - \frac{a_0}{a_1} \right) \quad (3.107)$$

i) Direcção vertical

$$F_{t1v} = 0,3 \times 9755 \left(1 - \frac{0,430}{4,348} \right) = 2637 \text{ kN}$$

$$A_{s1,v} = \frac{2637}{270 \times 10^3} = 97,67 \times 10^{-4} m^2$$

(a ser distribuída numa profundidade $a_1=4,348m$ e numa largura de 0,65m)

ii) Direcção horizontal

$$F_{t1,h} = 0,3 \times 9755 \left(1 - \frac{0,430}{0,65} \right) = 991 kN$$

$$A_{s1,h} = \frac{991}{270 \times 10^3} = 36,70 \times 10^{-4} m^2$$

(a ser distribuída numa profundidade $b_1=0,65m$ e numa largura de 4,348m)

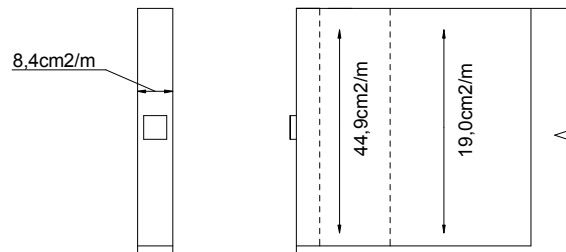


Fig. 3.91 – Representação esquemática das áreas de armadura para o caso de 1 carga aplicada (cabos de 37 cordões)

Caso de 2 forças aplicadas:

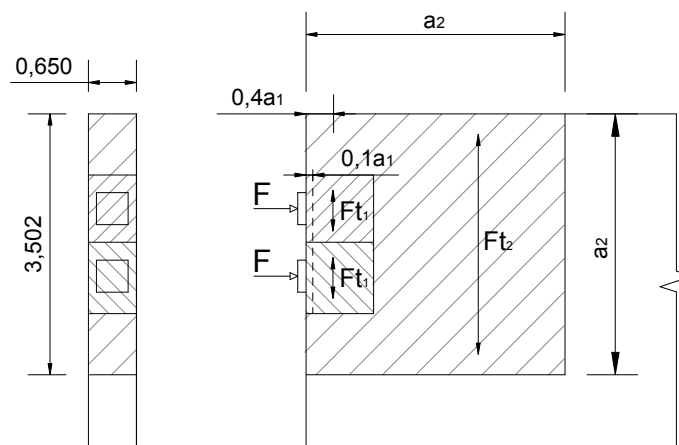


Fig. 3.92 – Representação das forças de tracção para o caso de 2 forças aplicadas (cabos de 37 cordões)

Quadro 3.23 – Larguras de distribuição das cargas para o caso de 2 forças aplicadas (cabos de 37 cordões)

a_0	a_1	a_2	$0,1a_1$	$0,4a_1$	$2/3a_1$
0,430	0,914	3,502	0,091	0,366	2,335

$$F_{t2} = 0,6 \times F_{sd} \left(1 - \frac{2a_1}{a_2} \right) \quad (3.108)$$

i) Direcção vertical

$$F_{t1,v} = 0,3 \times 9755 \left(1 - \frac{0,430}{0,914} \right) = 1550 kN$$

$$A_{s1,v} = \frac{1550}{270 \times 10^3} = 57,4 \times 10^{-4} m^2$$

(a ser distribuída numa profundidade $a_1=0,914m$ e numa largura de 0,65m)

$$F_{t2,v} = 0,6 \times 9755 \left(1 - \frac{2 \times 0,914}{3,502} \right) = 2798 kN$$

$$A_{s2,v} = \frac{2798}{270 \times 10^3} = 103,6 \times 10^{-4} m^2$$

(a ser distribuída numa profundidade $a_2=3,502m$ e numa largura de 0,65m)

ii) Direcção horizontal

$$F_{t1,h} = 0,3 \times 9755 \left(1 - \frac{0,430}{0,65} \right) = 991 kN$$

$$A_{s1,h} = \frac{991}{270 \times 10^3} = 36,70 \times 10^{-4} m^2$$

(a ser distribuída numa profundidade $b_1=0,65m$ e numa largura para as duas cargas de 1,828m)

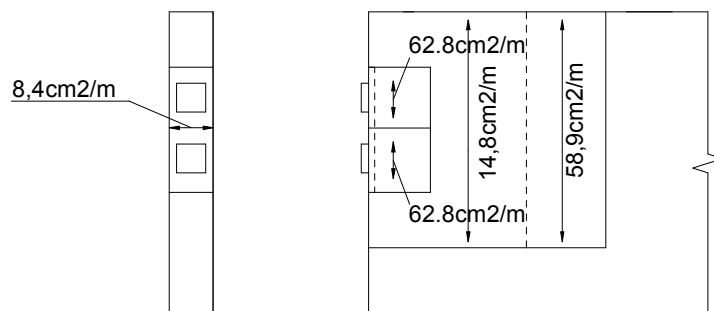


Fig. 3.93 – Representação esquemática das áreas de armadura para o caso de 2 cargas aplicadas (cabos de 37 cordões)

Caso de 3 forças aplicadas:

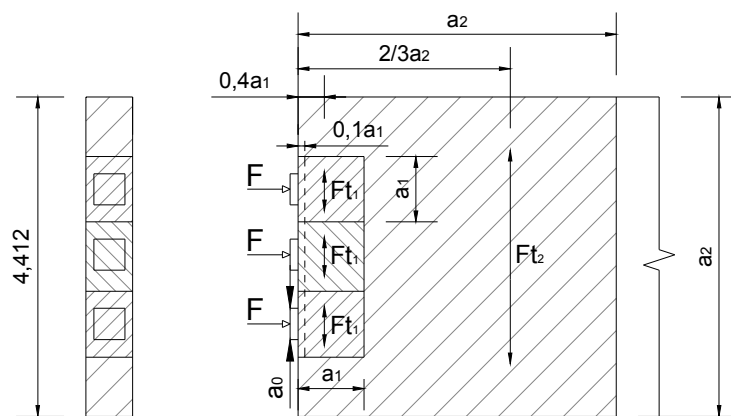


Fig. 3.94 –Representação das forças de tracção para o caso de 3 forças aplicadas (cabos de 37 cordões)

Quadro 3.24 – Larguras de distribuição das cargas para o caso de 3 forças aplicadas (cabos de 37 cordões)

a_0	a_1	a_2	$0,1a_1$	$0,4a_1$	$2/3a_1$
0,430	0,914	4,412	0,091	0,366	2,941

i) Direcção vertical

$$F_{t1,v} = 0,3 \times 9755 \left(1 - \frac{0,430}{0,914} \right) = 1550 \text{ kN}$$

$$A_{s1,v} = \frac{1550}{270 \times 10^3} = 57,4 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

(a ser distribuída numa profundidade $a_1=0,914\text{m}$ e numa largura de $0,65\text{m}$)

$$F_{t2,v} = 0,6 \times 9755 \left(1 - \frac{3 \times 0,914}{4,412} \right) = 2215 \text{ kN}$$

$$A_{s2,v} = \frac{2215}{270 \times 10^3} = 82 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

(a ser distribuída numa profundidade $a_2=4,412\text{m}$ e numa largura de $0,65\text{m}$)

ii) Direcção horizontal

$$F_{t1,h} = 0,3 \times 9755 \left(1 - \frac{0,430}{0,65} \right) = 991 \text{ kN}$$

$$A_{s1,h} = \frac{991}{270 \times 10^3} = 36,70 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

(a ser distribuída numa profundidade $b_1=0,65\text{m}$ e numa largura de $2,742\text{m}$)

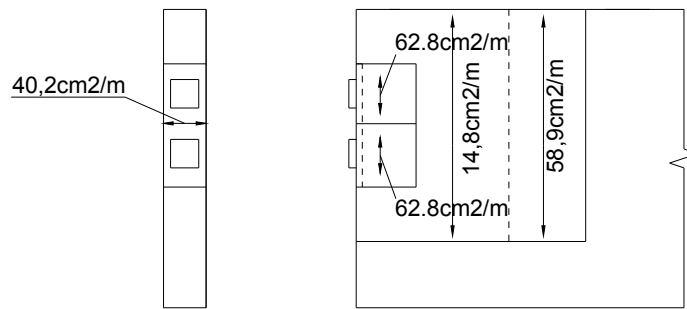


Fig. 3.95 – Representação esquemática das áreas de armadura para o caso de 3 cargas aplicadas

Caso de 4 forças aplicadas:

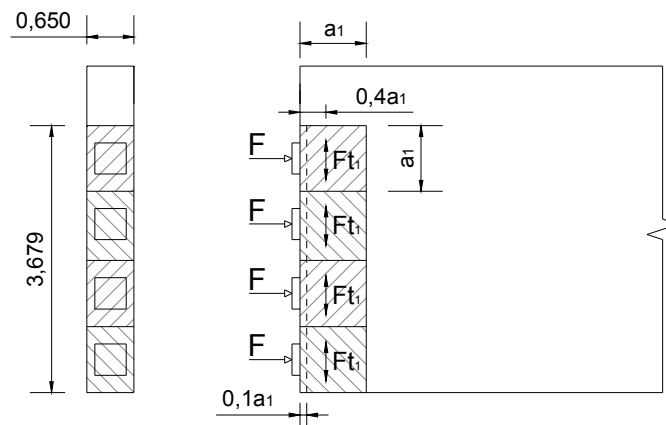


Fig. 3.96 – Representação das forças de tracção para o caso de 4 forças aplicadas

Quadro 3.25 – Larguras de distribuição das cargas para o caso de 4 forças aplicadas (cabos de 37 cordões)

a_0	a_1	$0,1a_1$	$0,4a_1$
0,430	0,914	0,091	0,366

i) Direcção vertical

$$F_{t1,v} = 0,3 \times 9755 \left(1 - \frac{0,430}{0,914} \right) = 1550 \text{ kN}$$

$$A_{s1,v} = \frac{1550}{270 \times 10^3} = 57,4 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

(a ser distribuída numa profundidade $a_f=0,914\text{m}$ e numa largura de 0,65m)

ii) Direcção horizontal

$$F_{t1,h} = 0,3 \times 9755 \left(1 - \frac{0,430}{0,65} \right) = 991 \text{ kN}$$

$$A_{s1,h} = \frac{991}{270 \times 10^3} = 36,70 \times 10^{-4} m^2$$

(a ser distribuída numa profundidade $b_f=0,65m$ e numa largura de 3,656m)

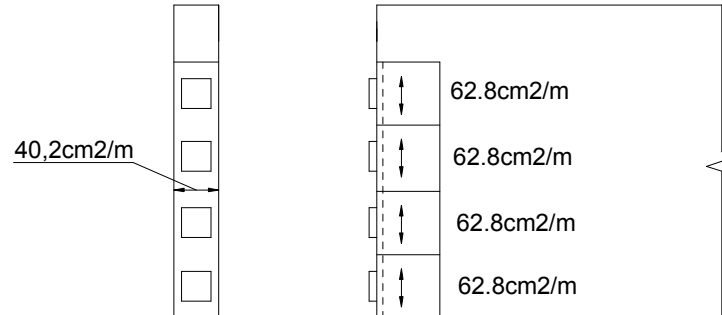


Fig. 3.97 – Representação esquemática das áreas de armadura para o caso de 4 cargas aplicadas

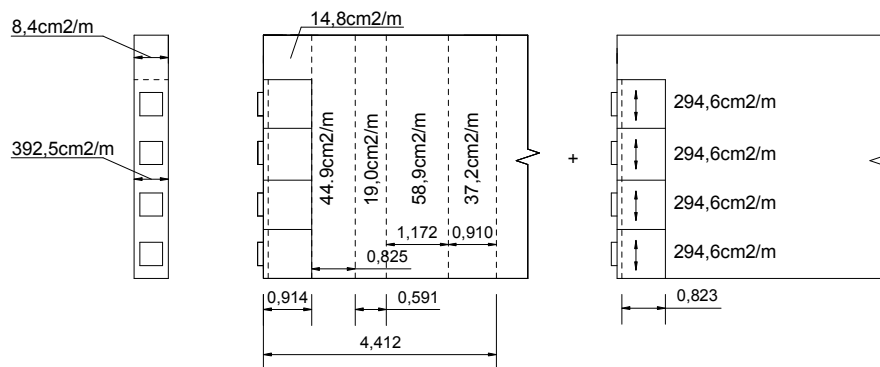


Fig. 3.98 – Representação esquemática da “envolvente” de armaduras das ancoragens

À armadura representada na figura 3.98, é necessário adicionar a armadura de esforço transversal, calculada no sub-capítulo 3.4.3.1, de forma a obter as áreas de armadura total da zona de ancoragem (figura 3.99).

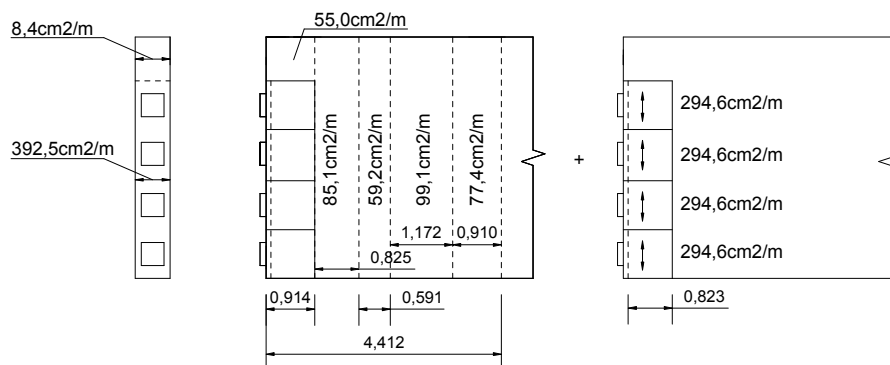


Fig. 3.99 – Representação esquemática da “envolvente” de áreas de armaduras (ancoragem + esforço transversal) necessárias

Armaduras de ancoragem dos cabos de 19 cordões:

A força transmitida em cada cabo, aquando da ancoragem de cada cabo de pré-esforço, é dada por:

$$F = 19 \times 1,4 \times 10^{-4} \times 1395 \times 10^3 = 3710 \text{ kN}$$

$$F_{sd} = 1,35 \times 3710 = 5009 \text{ kN}$$

O dimensionamento do maciço de ancoragem dos cabos rectilíneos é condicionado pela resistência ao esmagamento. A ancoragem dos cabos rectilíneos em cada tramo, só pode ser realizada após a conclusão do tramo seguinte, pelo que se considerou, que mesma é efectuada aos 15 dias.

$$f_{ck}(3 \text{ dias}) = 23,824 \text{ MPa}$$

$$\beta_{cc}(3 \text{ dias}) = \exp \left\{ 0,2 \left[1 - \left(\frac{28}{15} \right)^{1/2} \right] \right\} = 0,930$$

$$f_{cm}(3 \text{ dias}) = 0,930 \times 48 = 44,64 \text{ MPa}$$

$$f_{ck}(3 \text{ dias}) = 44,64 - 8,000 = 36,64 \text{ MPa}$$

$$f_{cd}(18 \text{ dias}) = \frac{36,64}{1,5} = 24,42 \text{ MPa}$$

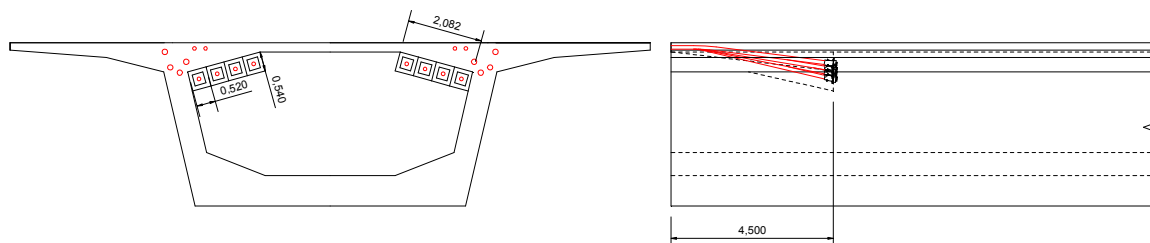
Admitindo um aumento de 25% da resistência à compressão, por efeito da cintagem do betão,

$$F_{sd} \leq f_{cd} \sqrt{\frac{A_1}{A_0}} \times A_0 \Leftrightarrow 5009 \leq 1,25 \times 24,42 \times 10^3 \times \sqrt{\frac{A_1}{0,0961}} \times 0,0961 \Leftrightarrow A_1 \geq 0,28 \text{ m}^2$$

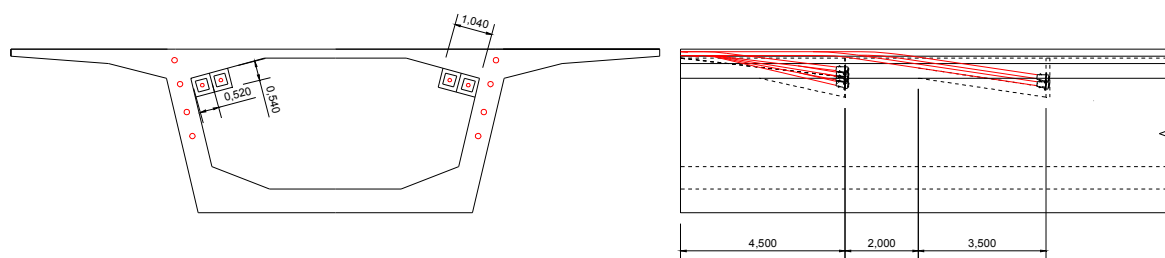
Cabo rectilíneos superiores:

Admitindo $a_1 = 0,52 \text{ m}$,

$$b_1 = \frac{0,287}{0,52} = 0,54 \text{ m}$$



a) Ancoragem de 4 cabos a 4,5m do pilar



b) Ancoragem de 2 cabos a 10m do pilar

Fig. 3.100 – Esquema dos maciços de ancoragem dos cabos rectilíneos superiores

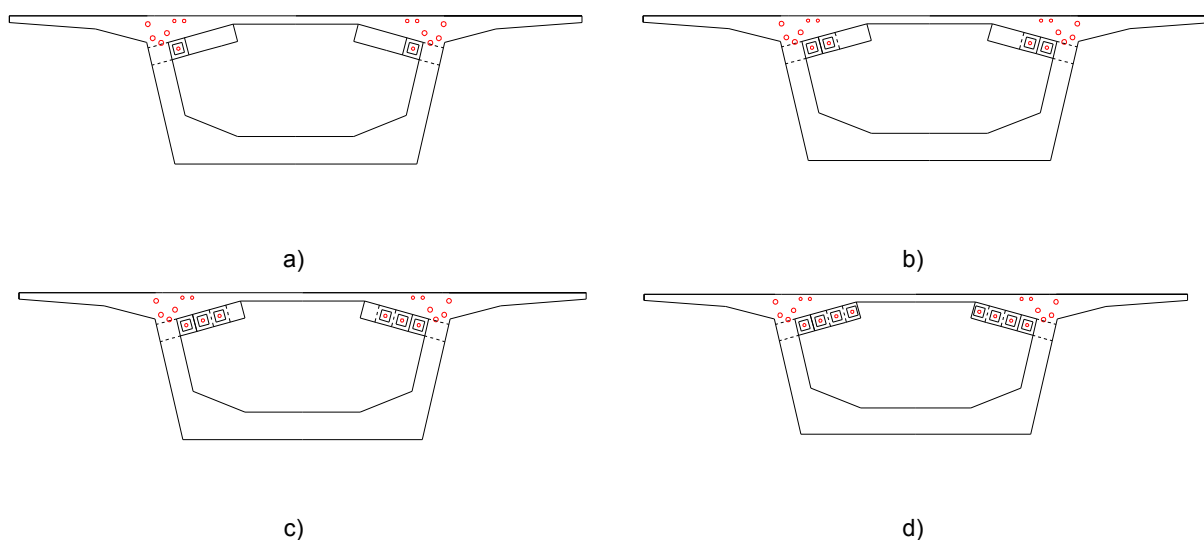


Fig. 3.101 – Fases de aplicação do pré-esforço rectilíneo superior dos 4 cabos ancorados a 4,5m do pilar:
a) 1 carga aplicada por alma; b) 2 cargas aplicadas por alma; c) 3 cargas aplicadas por alma; d) 4 cargas aplicadas por alma

O cálculo da armadura foi efectuado de forma análoga à armadura das ancoragens dos cabos de 37 cordões, pelo que apenas se apresentam os resultados nos quadros 3.25, 3.26, 3.27 e 3.28.

Quadro 3.26 – Caso de 1 força aplicada (ancoragem de 4 cabos superiores 19 cordões)

a_0 (m)	a_1 (m)	$0,1a_1$ (m)	$0,4a_1$ (m)	a_2 (m)	b_1 (m)
0,310	1,810	0,181	0,724	–	0,54
$F_{t1,v}$ (kN)	$A_{1,v}$ (cm ²)	$F_{t1,h}$ (kN)	$A_{1,h}$ (cm ²)	$F_{t2,v}$ (kN)	$A_{2,v}$ (cm ²)
1245,33	46,123	640,039	23,705	–	–

Quadro 3.27 – Caso de 2 forças aplicadas (ancoragem de 4 cabos superiores 19 cordões)

a_0 (m)	a_1 (m)	$0,1a_1$ (m)	$0,4a_1$ (m)	a_2 (m)	b_1 (m)
0,310	0,520	0,052	0,208	2,342	0,54
$F_{t1,v}$ (kN)	$A_{1,v}$ (cm ²)	$F_{t1,h}$ (kN)	$A_{1,h}$ (cm ²)	$F_{t2,v}$ (kN)	$A_{2,v}$ (cm ²)
606,86	22,476	640,039	23,705	1670,81	61,882

Quadro 3.28 – Caso de 3 forças aplicadas (ancoragem de 4 cabos superiores 19 cordões)

a_0 (m)	a_1 (m)	$0,1a_1$ (m)	$0,4a_1$ (m)	a_2 (m)	b_1 (m)
0,310	0,520	0,052	0,208	2,582	0,54
$F_{t1,v}$ (kN)	$A_{1,v}$ (cm ²)	$F_{t1,h}$ (kN)	$A_{1,h}$ (cm ²)	$F_{t2,v}$ (kN)	$A_{2,v}$ (cm ²)
606,86	22,476	640,039	23,705	1189,59	44,059

Quadro 3.29 – Caso de 4 forças aplicadas (ancoragem de 4 cabos superiores 19 cordões)

a_0 (m)	a_1 (m)	$0,1a_1$ (m)	$0,4a_1$ (m)	a_2 (m)	b_1 (m)
0,310	0,520	0,052	0,208	–	0,54
$F_{t1,v}$ (kN)	$A_{1,v}$ (cm ²)	$F_{t1,h}$ (kN)	$A_{1,h}$ (cm ²)	$F_{t2,v}$ (kN)	$A_{2,v}$ (cm ²)
606,86	22,476	640,039	23,705	–	–

É necessário verificar se a hipótese admitida (aumento de 25% da resistência por efeito da cintagem), é válida.

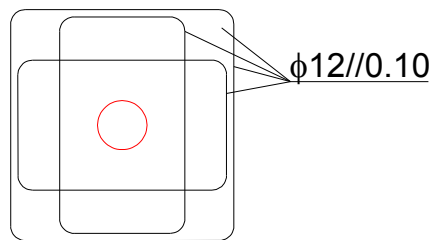


Fig. 3.102 – Armadura por cabo de 19 cordões a distribuir numa profundidade de 0.54m

$$\sigma_2 = \frac{\Sigma F_i}{b \times s} = \frac{4 \times 2,01 \times 10^{-4} \times 435 \times 10^3}{0,52 \times 0,10} = 6726 \text{ kPa}$$

$$\alpha_n = 1 - \frac{8}{3} \times \frac{1}{n} = 1 - \frac{8}{3} \times \frac{1}{12} = 0,78$$

$$\alpha_s = 1 - \frac{1}{2} \times \frac{s}{b} = 1 - \frac{1}{2} \times \frac{0,10}{0,52} = 0,904$$

$$f_{ck,c} = f_{ck} \times \left(1,125 + 2,5 \times \frac{0,78 \times 0,904 \times 6,725}{40} \right) \Leftrightarrow f_{ck,c} = 1,42 f_{ck} > 1,25 f_{ck}$$

Logo, a hipótese considerada é válida.

Quadro 3.30 – Caso de 1 força aplicada (ancoragem de 2 cabos superiores 19 cordões)

a_0	a_1	$0,1a_1$	$0,4a_1$	a_2	b_1
0,310	1,510	0,151	0,604	–	0,54
$F_{t1,v}$	$A_{1,v}$	$F_{t1,h}$	$A_{1,h}$	$F_{t2,v}$	$A_{2,v}$
1194,199	44,230	640,039	23,705	–	–

Quadro 3.31 – Caso de 2 forças aplicadas (ancoragem de 2 cabos superiores 19 cordões)

a_0	a_1	$0,1a_1$	$0,4a_1$	a_2	b_1
0,310	0,520	0,052	0,208	1,04	0,54
$F_{t1,v}$	$A_{1,v}$	$F_{t1,h}$	$A_{1,h}$	$F_{t2,v}$	$A_{2,v}$
606,8596	22,476	640,039	23,705	0	0,000

Cabo rectilíneos inferiores:

Admitindo $a_l = 0,758m$,

$$b_1 = \frac{0,287}{0,758} = 0,38m$$

Quadro 3.32 – Caso de 1 forças aplicada (ancoragem de 2 cabos inferiores de 19 cordões)

a_0	a_1	$0,1a_1$	$0,4a_1$	a_2	b_1
0,310	1,647	0,165	0,659	–	0,55
$F_{t1,v}$	$A_{1,v}$	$F_{t1,h}$	$A_{1,h}$	$F_{t2,v}$	$A_{2,v}$
1219,86	45,180	655,724	24,286	–	–

Quadro 3.33 – Caso de 2 forças aplicadas (ancoragem de 2 cabos inferiores de 19 cordões)

a_0	a_1	$0,1a_1$	$0,4a_1$	a_2	b_1
0,310	0,550	0,055	0,220	1,1	0,54
$F_{t1,v}$	$A_{1,v}$	$F_{t1,h}$	$A_{1,h}$	$F_{t2,v}$	$A_{2,v}$
655,7236	24,286	640,039	23,705	–	–

O desenho das armaduras é apresentado no sub-capítulo 3.6.

3.5. APRESENTAÇÃO DE RESULTADOS

3.5.1. DIAGRAMAS DE ESFORÇOS

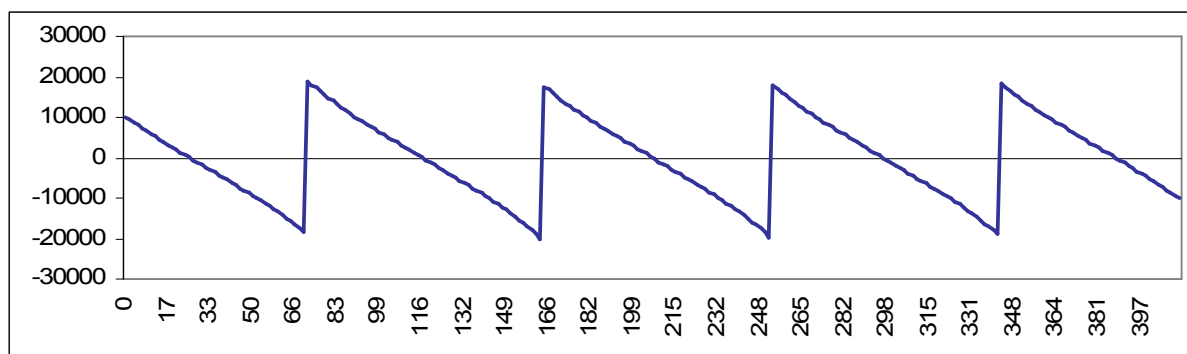


Fig. 3.103 – Diagrama de esforço transversal da acção permanente (kN)

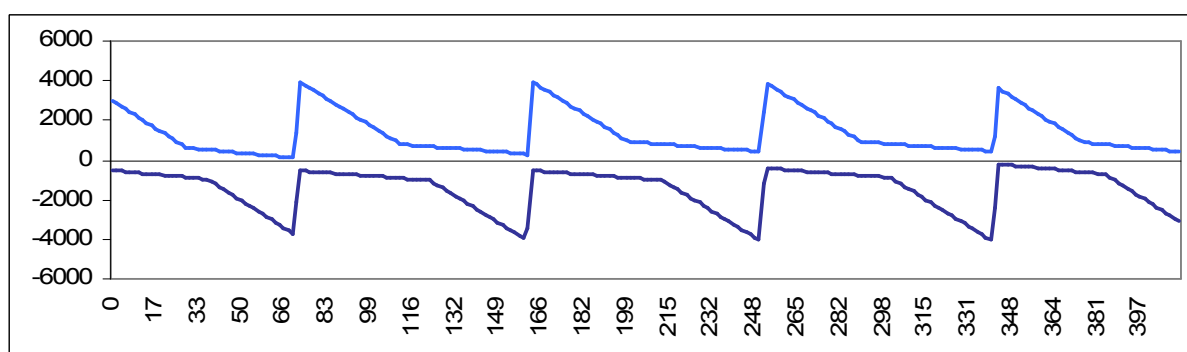


Fig. 3.104 – Diagrama da envolvente de esforços transversos da sobrecarga distribuída + transversal (kN)

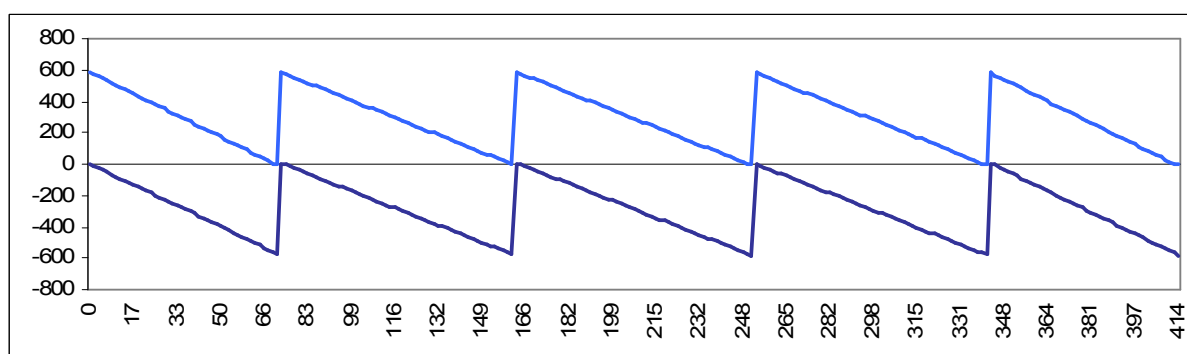


Fig. 3.105 – Diagrama da envolvente de esforços transversos do veículo tipo (kN)

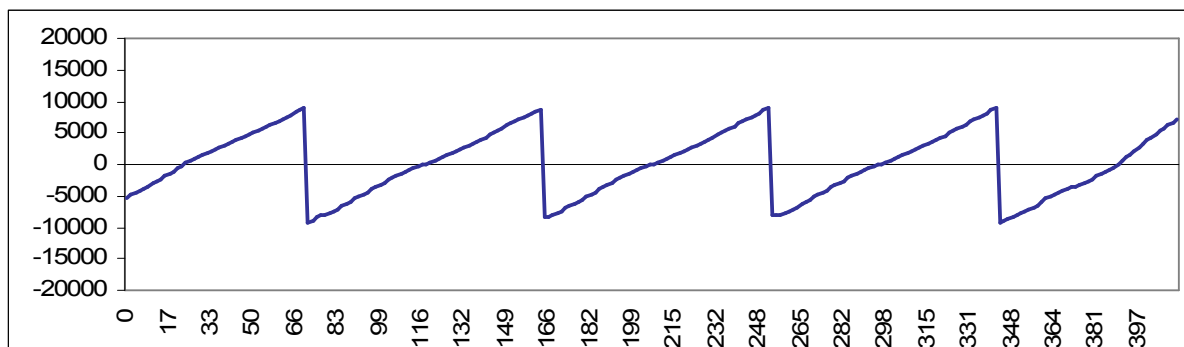


Fig. 3.106 – Diagrama de esforço transverso equilibrado pelo pré-esforço (kN)

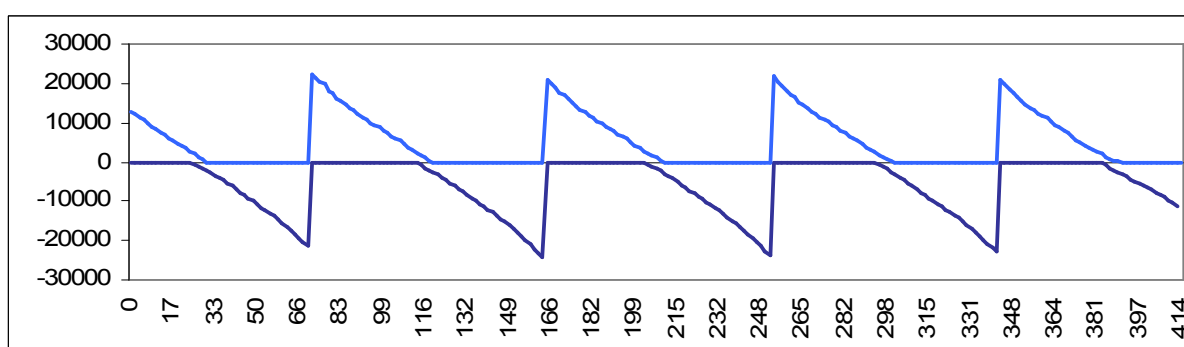


Fig. 3.107 – Diagrama de esforço transverso de cálculo (kN)

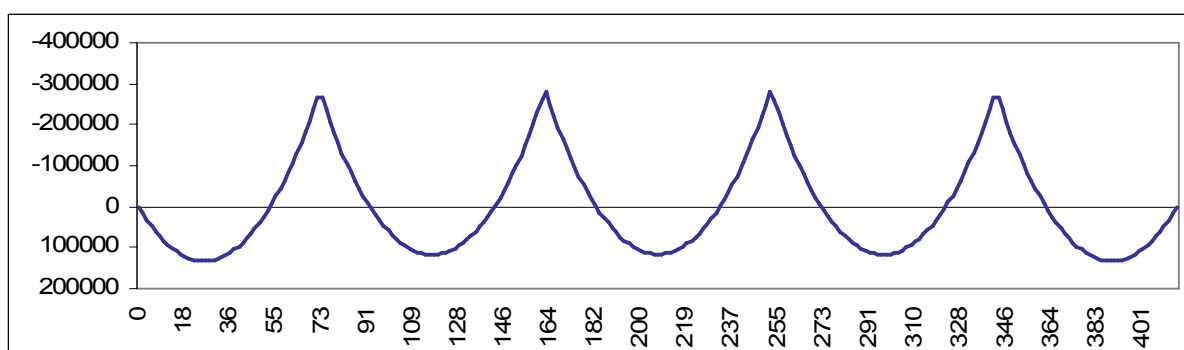


Fig. 3.108 – Diagrama de momentos flectores da acção permanente (kNm)

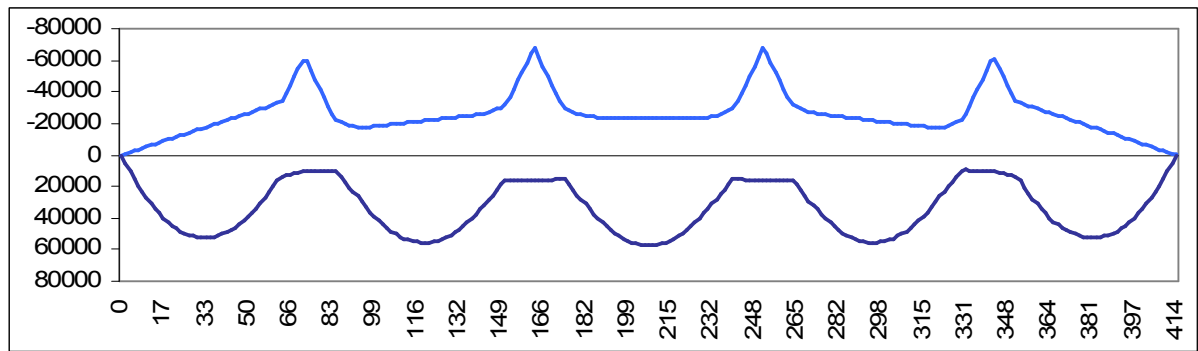


Fig. 3.109 – Diagrama da envolvente de momentos flectores da sobrecarga (kNm)

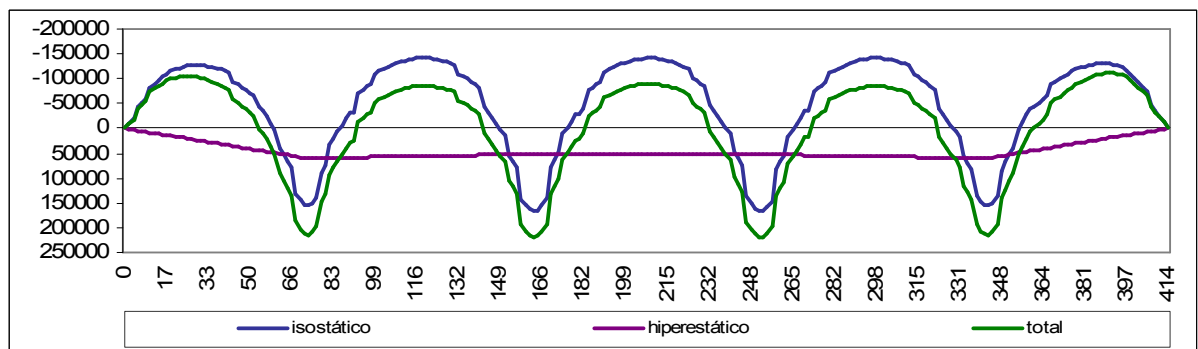


Fig. 3.110 – Diagrama de momentos flectores equilibrados pelo pré-esforço (kNm)

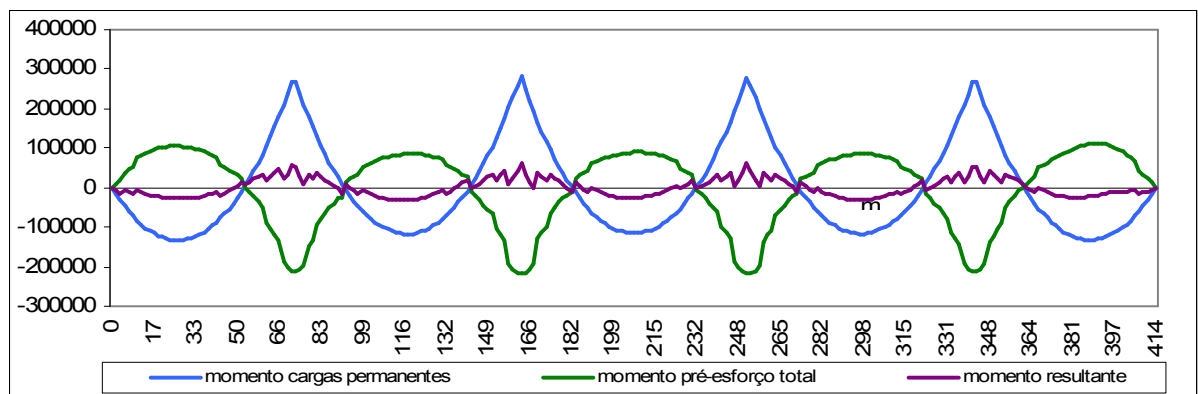


Fig. 3.111 – Diagrama de momentos flectores do pré-esforço vs carga permanente (kNm)

3.5.2. PERDAS DE PRÉ-ESFORÇO

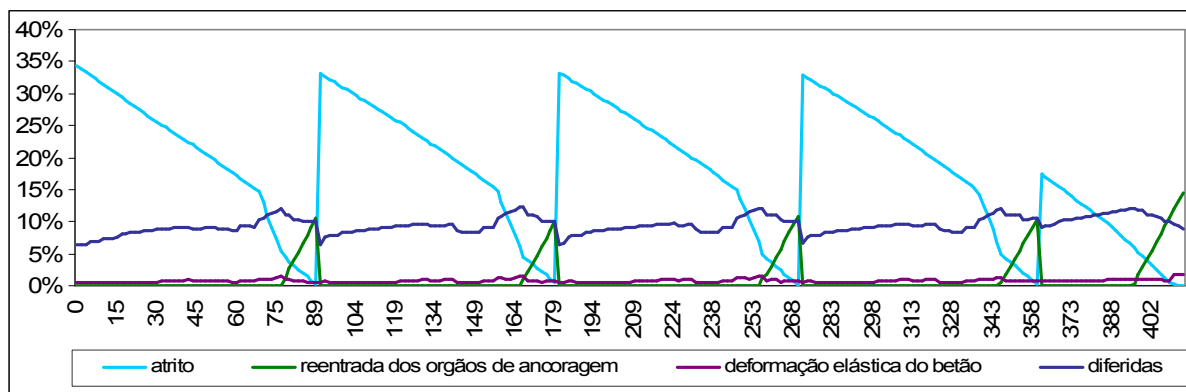


Fig. 3.112 – Percentagem de perdas nos cabos parabólicos

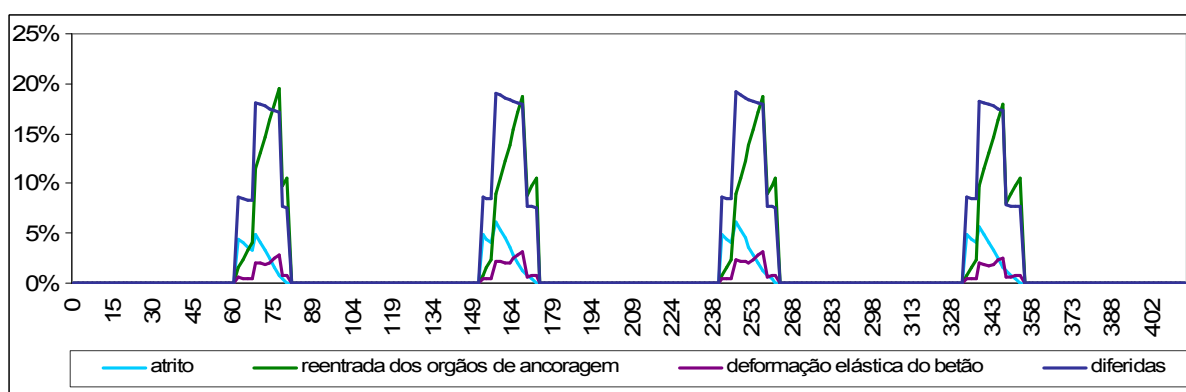


Fig. 3.113 – Percentagem de perdas nos cabos rectos superiores

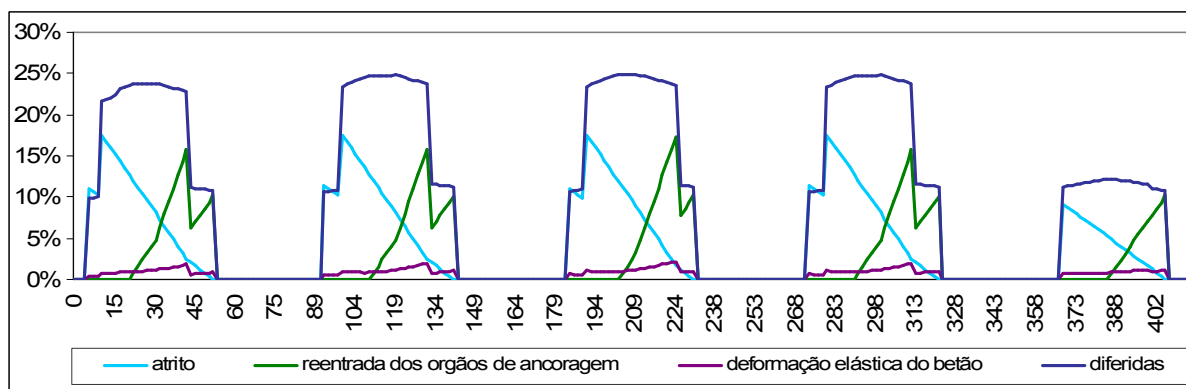


Fig. 3.114 – Percentagem de perdas nos cabos rectos inferiores

3.5.3. TENSÕES NOS CABOS DE PRÉ-ESFORÇO

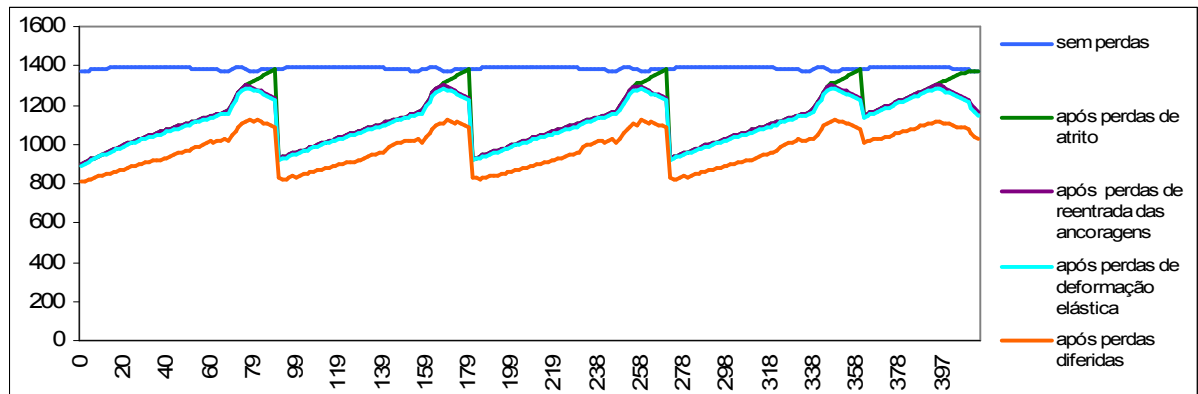


Fig. 3.115 – Tensão nos cabos parabólicos (MPa)

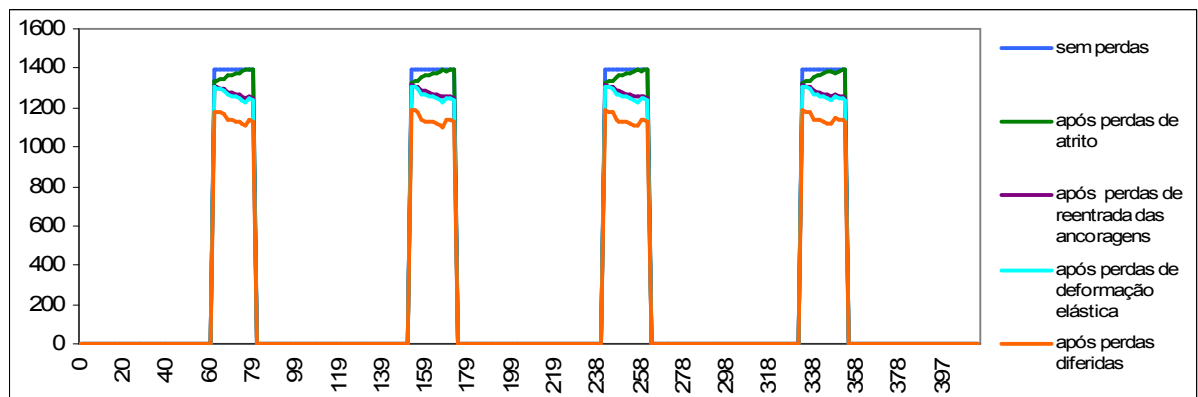


Fig. 3.116 – Tensão nos cabos rectilíneos superiores (MPa)

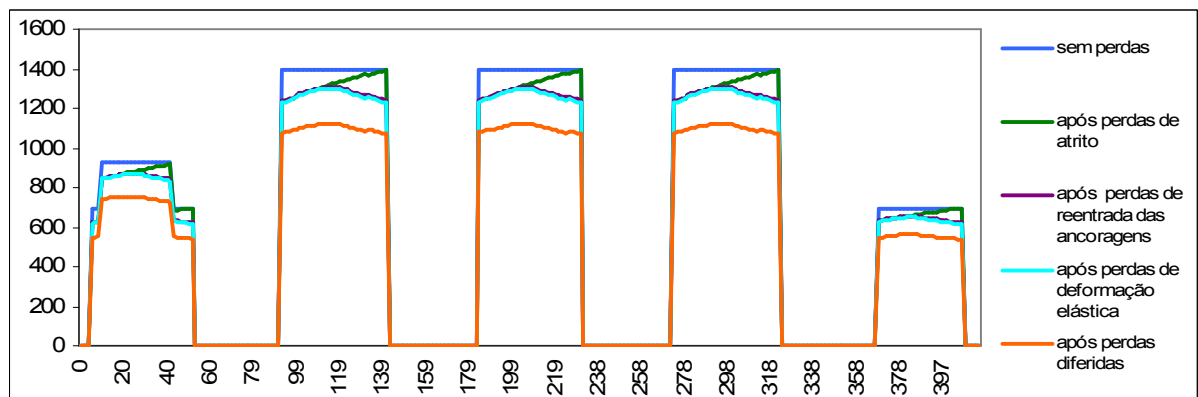


Fig. 3.117 – Tensão nos cabos rectilíneos inferiores (MPa)

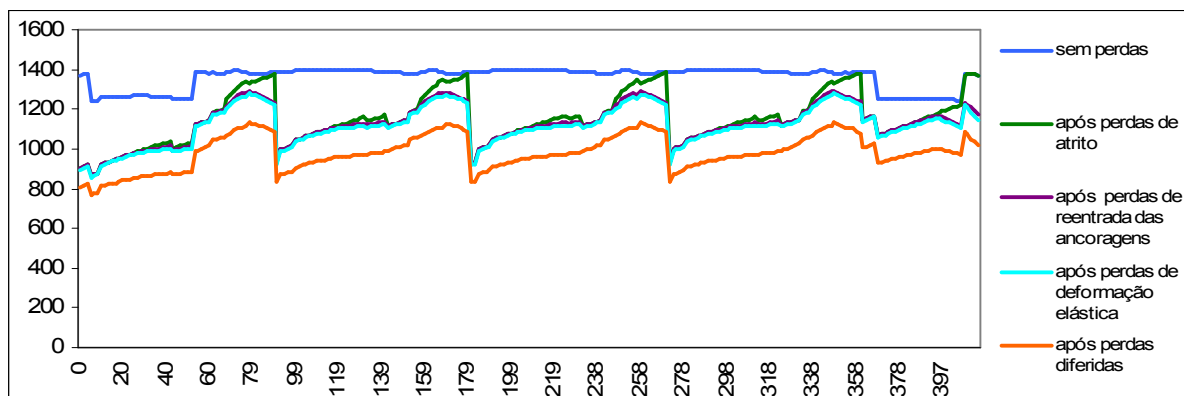


Fig. 3.118 – Tensão nos cabos rectilíneos inferiores (MPa)

3.5.4. TENSÕES NO BETÃO

Quadro 3.34 – Condições de verificação da tensão no betão

Combinações de Acções	Especificação	Valor limite
Permanentes iniciais	$\sigma_{co} \leq 0,8 \times f_{ck}, j/\gamma_c$	$\sigma_{co} \leq 0,8 \times \frac{23,824(*)}{1,5} = 12,71 \text{ MPa}$
Quase-permanentes	$\sigma_c \leq 0,45 \times f_{ck}$ [EC2]	$\sigma_c \leq 0,45 \times 40 = 18,00 \text{ MPa}$
Característica	$\sigma_c \leq 0,60 \times f_{ck}$ [EC2]	$\sigma_{co} \leq 0,6 \times 40 = 24,00 \text{ MPa}$

(*) – valor característico da resistência do betão à compressão aos 3 dias (data de aplicação do pré-esforço)

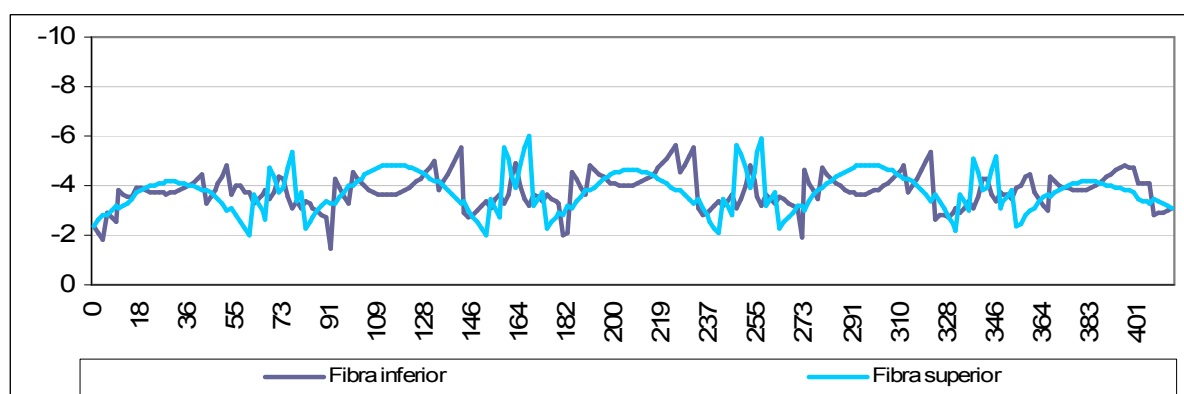


Fig. 3.119 – Tensões no betão para as acções permanentes iniciais (peso próprio e pré-esforço)

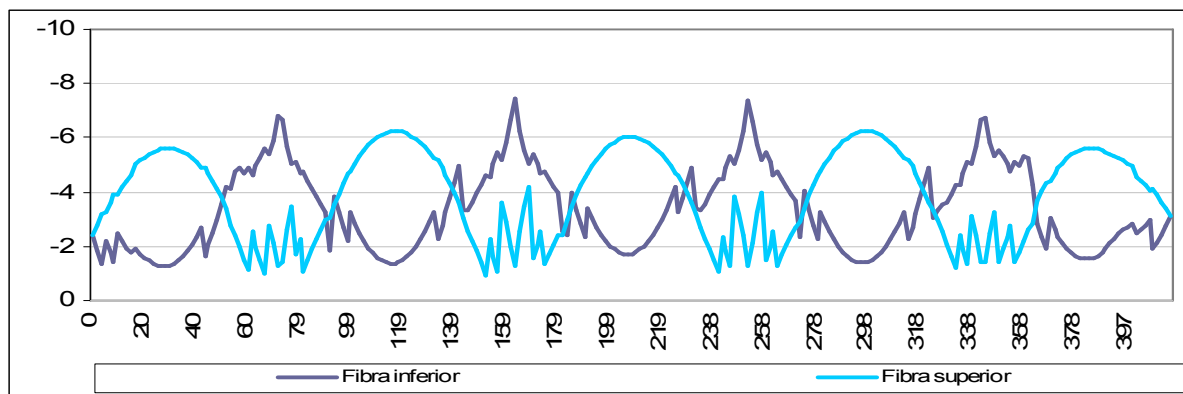


Fig. 3.120 – Tensões no betão para as acções da combinação quase-permanente

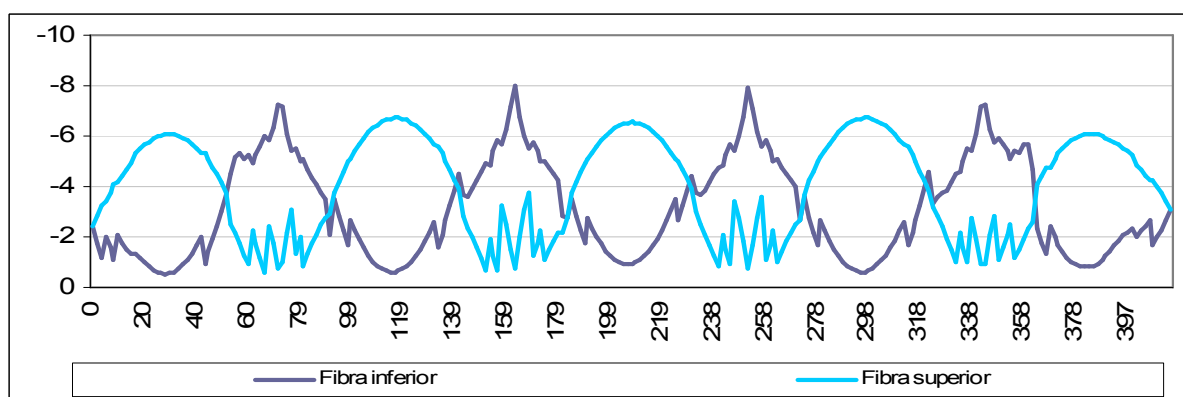


Fig. 3.121 – Tensões no betão para as acções da combinação frequente

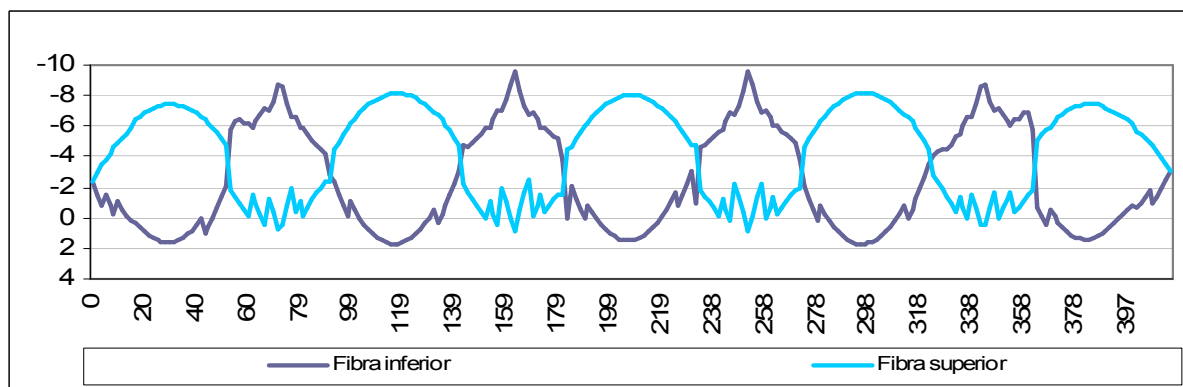


Fig. 3.122 – Tensões no betão para as acções da combinação característica

3.5.5. DESLOCAMENTOS VERTICAIS DO TABULEIRO

No quadro 3.35 apresentam-se os valores limite da deformação vertical em pontes rodoviárias.

Quadro 3.35 – Estados limites de deformação a considerar em pontes rodoviárias

Combinações de Acções	Flecha Máxima (m)	Valor limite (m)
Quase Permanentes	$(L + 40)/2000$ [EC2]	0,065
Permanentes	$L/750$ [33]	0,120

O cálculo dos deslocamentos verticais do tabuleiro foi efectuada no programa de cálculo apresentado em 3.3.5.

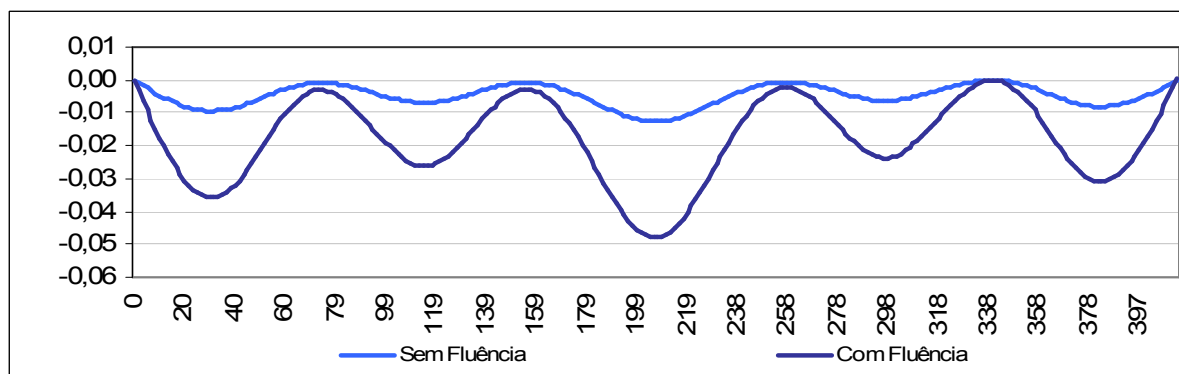


Fig. 3.123 – Deformações para as acções da combinação quase-permanente

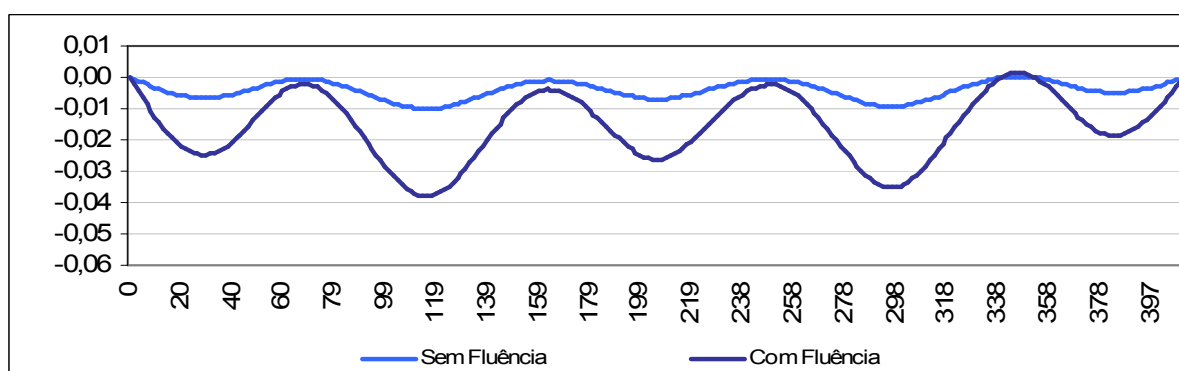


Fig. 3.124 – Deformações para as acções permanentes

3.6. PEÇAS DESENHADAS

3.6.1. SECÇÃO TRANSVERSAL

- Desenho 1 – secção transversal sobre os pilares, à escala 1/75
- Desenho 2 – secção transversal a meio vão, à escala 1/75

3.6.2. ARMADURAS PASSIVAS

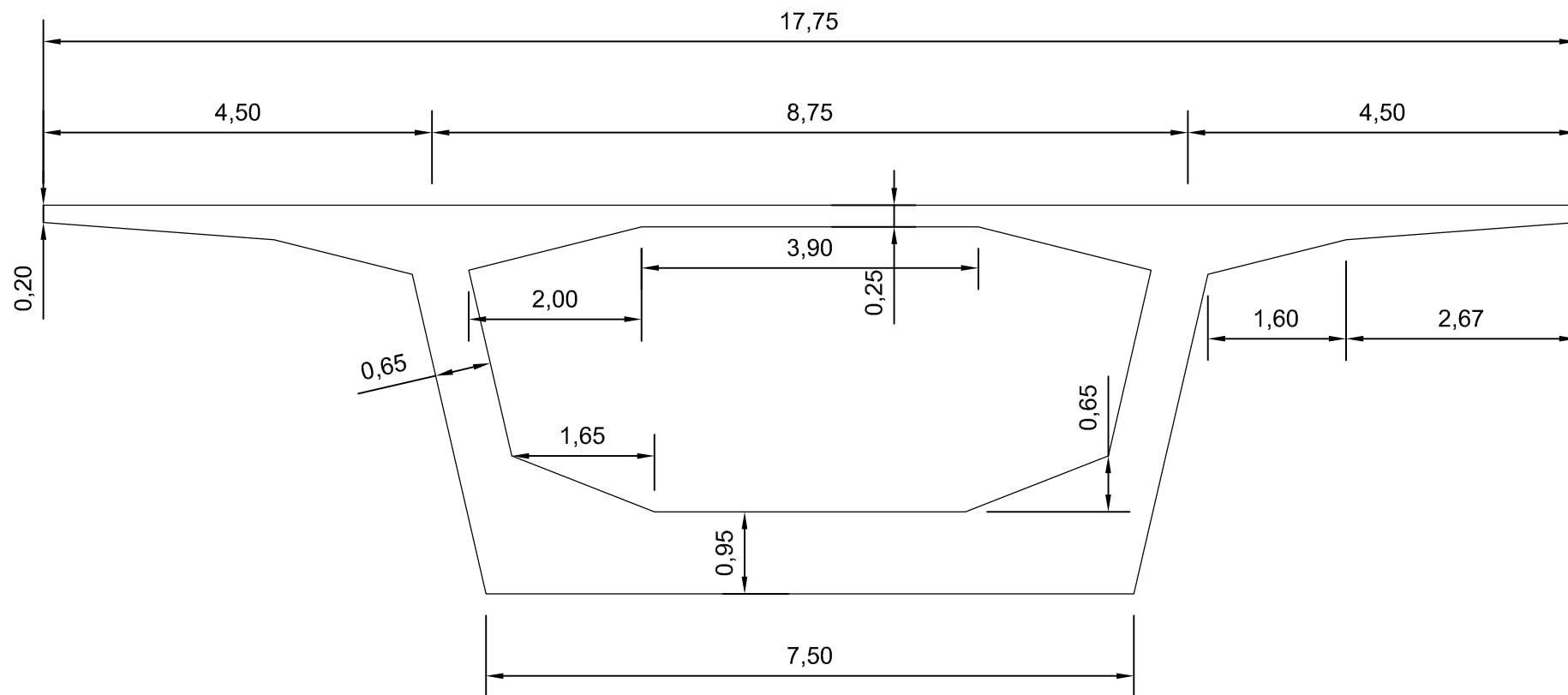
- Desenho 3 – armadura passiva da secção sobre os pilares, à escala 1/75
- Desenho 4 – armadura passiva da secção de meio vão, à escala 1/75

3.6.3. TRAÇADO PRÁTICO DOS CABOS DE PRÉ-ESFORÇO

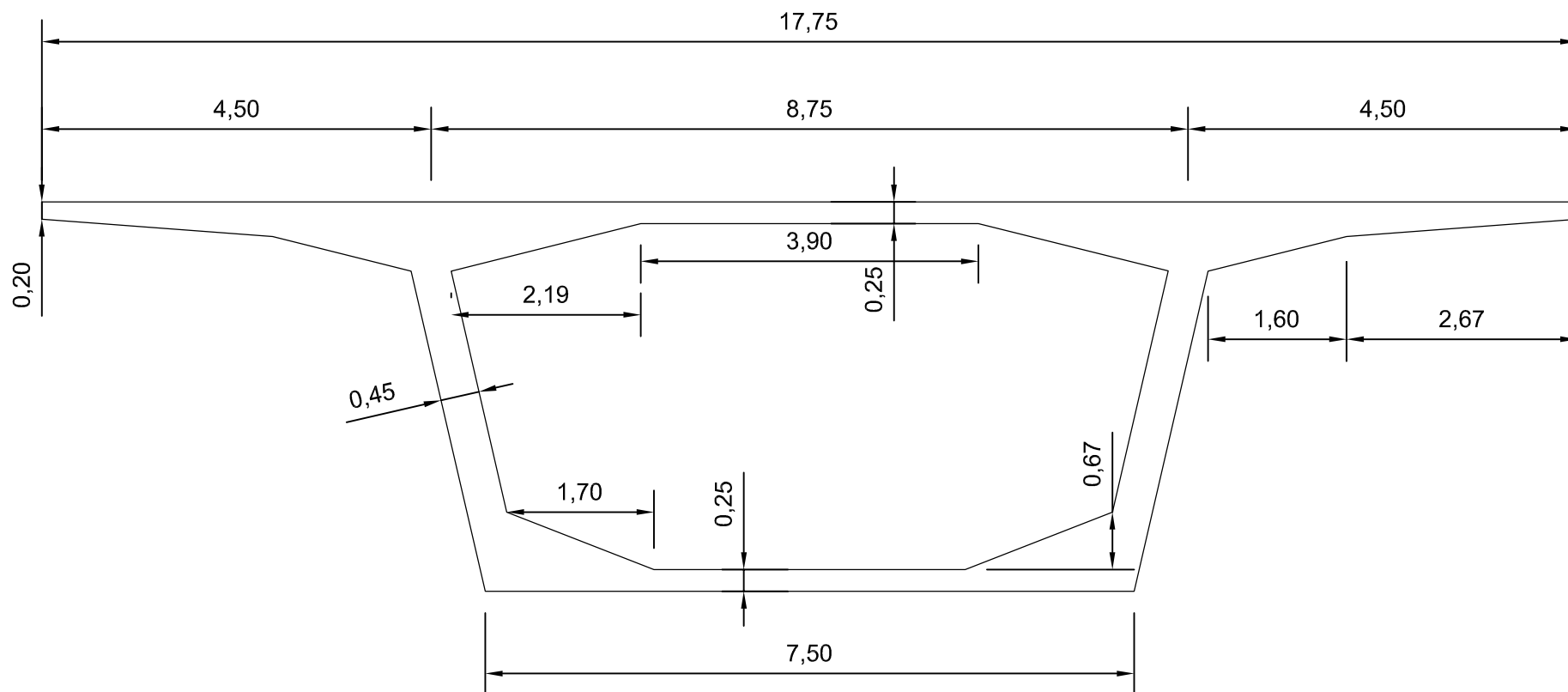
- Desenho 5 – traçado prático dos cabos parabólicos – escala 1/400
- Desenho 6 – traçado prático dos cabos parabólicos – escala 1/250
- Desenho 7 – traçado prático dos cabos parabólicos – escala 1/250
- Desenho 8 – geometria do traçado prático dos cabos parabólicos – escala 1/400
- Desenho 9 – traçado prático dos cabos rectilíneos – escala 1/400
- Desenho 10 – traçado prático dos cabos de pré-esforço (cortes 1-1 e 2-2) – escala 1/250
- Desenho 11 – traçado prático dos cabos de pré-esforço (cortes 3-3 e 4-4) – escala 1/250

3.6.4. ARMADURAS DAS ZONAS DE ANCORAGEM

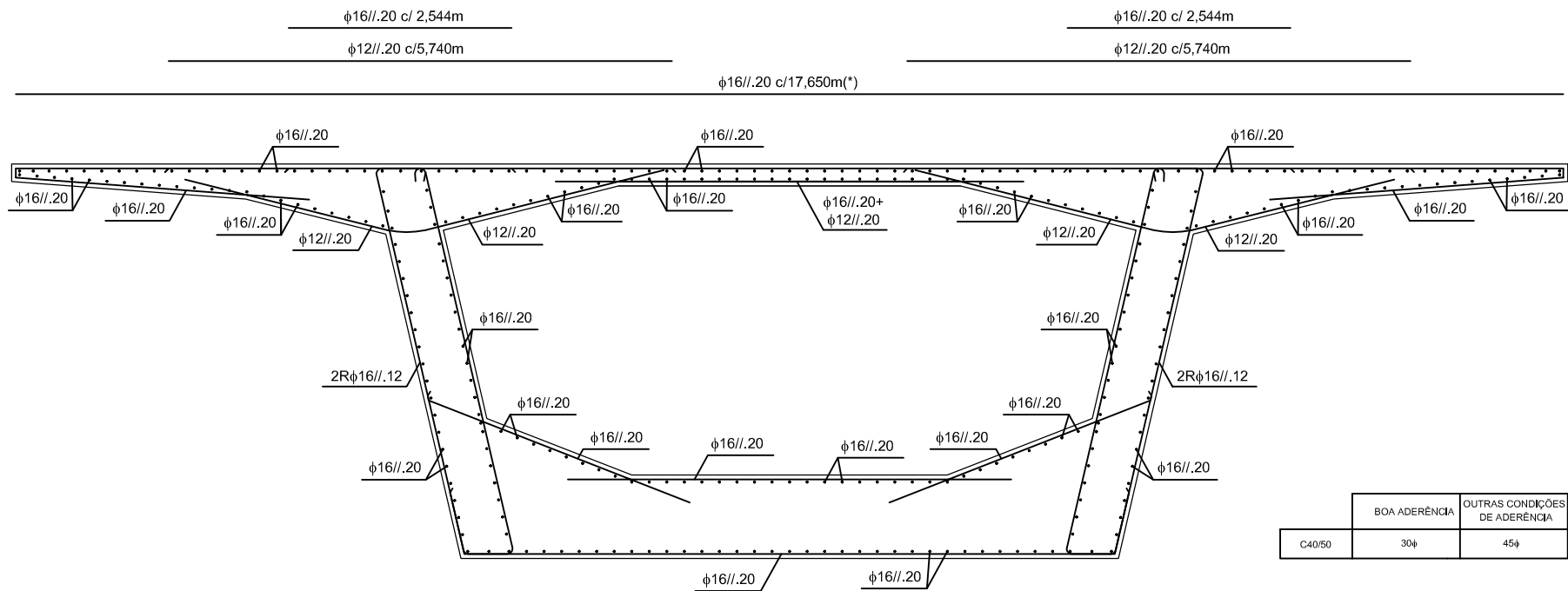
- Desenho 12 – armadura de ancoragem dos cabos parabólicos (alçado) – escala 1/75
- Desenho 13 – armadura de ancoragem dos cabos parabólicos (corte 1-1) – escala 1/75
- Desenho 14 – armadura de ancoragem dos cabos parabólicos (corte 2-2) – escala 1/75
- Desenho 15 – armadura de ancoragem dos cabos parabólicos (corte 3-3) – escala 1/75
- Desenho 16 – armadura de ancoragem dos cabos rectilíneos superiores (alçado) – escala 1/75
- Desenho 17 – armadura de ancoragem dos cabos rectilíneos superiores (corte 4-4) – escala 1/75
- Desenho 18 – armadura de ancoragem dos cabos rectilíneos superiores (corte 5-5) – escala 1/75
- Desenho 19 – armadura de ancoragem dos cabos rectilíneos superiores (corte 6-6) – escala 1/75
- Desenho 20 – armadura de ancoragem dos cabos rectilíneos superiores (corte 7-7) – escala 1/75



 FEUP Universidade do Porto Faculdade de Engenharia	MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL	Materiais	C40/50 A500 Aço de pré-esforço 1670/1860
Micaela Maio Flores Morim	Estudo do tabuleiro de um viaduto de betão pré-esforçado construído tramo a tramo com vãos de 90m	Recobrimento = 4cm	
Desenho 1	Secção transversal sobre os pilares	Escala 1/75	



 FEUP Universidade do Porto Faculdade de Engenharia	MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL	Materiais	C40/50 A500 Aço de pré-esforço 1670/1860
Micaela Maio Flores Morim	Estudo do tabuleiro de um viaduto de betão pré-esforçado construído tramo a tramo com vãos de 90m	Recobrimento = 4cm	
Desenho 2	Secção transversal a meio vão	Escala 1/75	



MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL

Materialis

C40/50
A500
Aço de pré-esforço
1670/1860

Micaela Maio Flores Morim

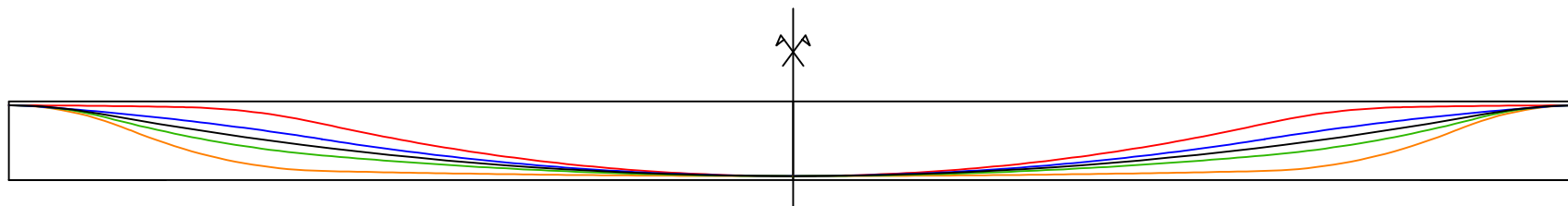
Estudo do tabuleiro de um viaduto de betão pré-esforçado
construído tramo a tramo com vãos de 90m

Recobrimento = 4cm

Desenho 3

Armadura passiva - sobre os pilares

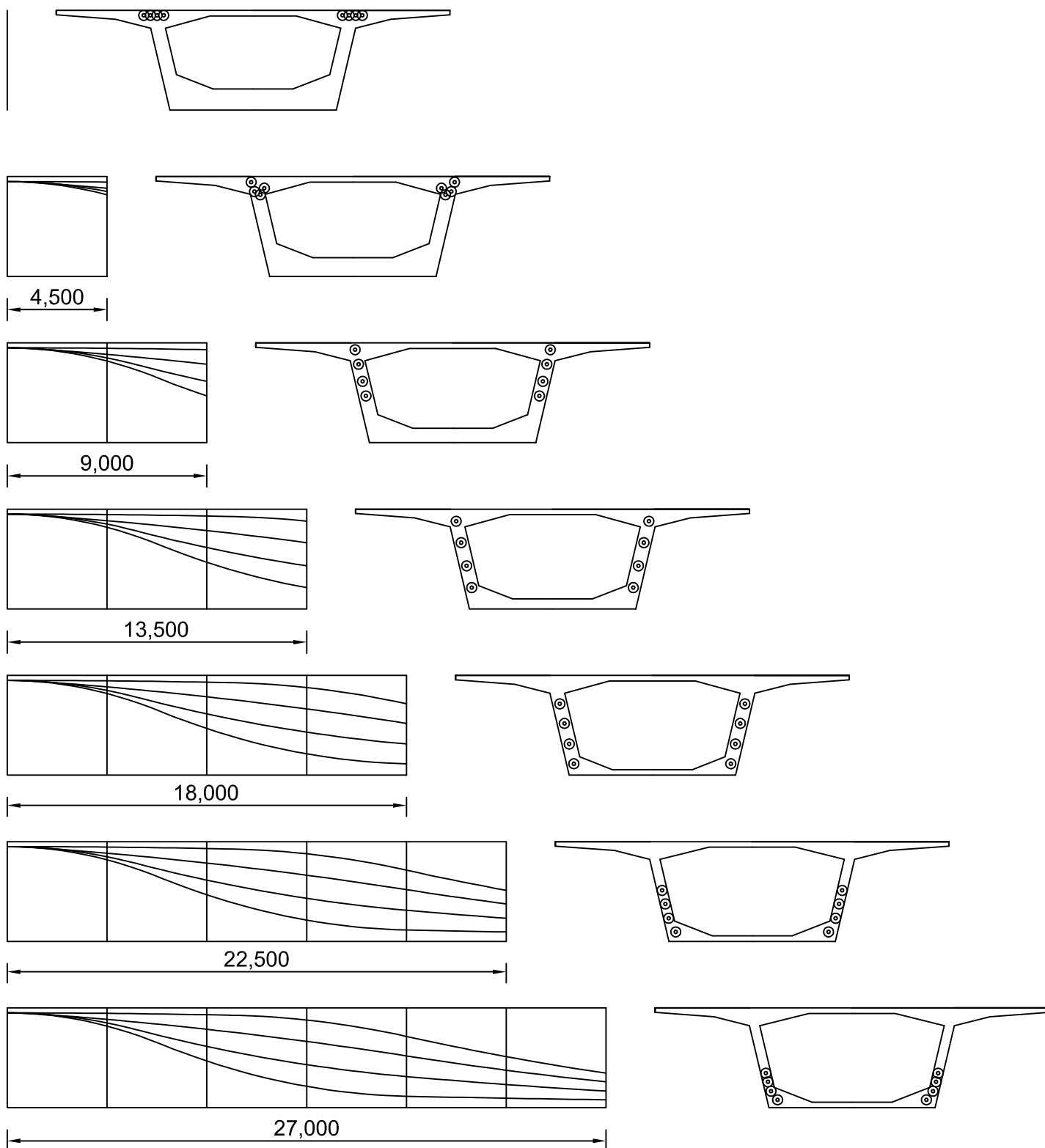
Escala 1/75



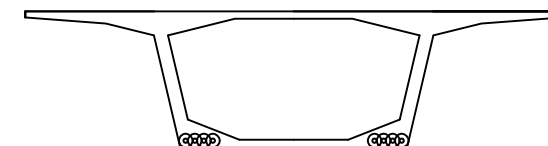
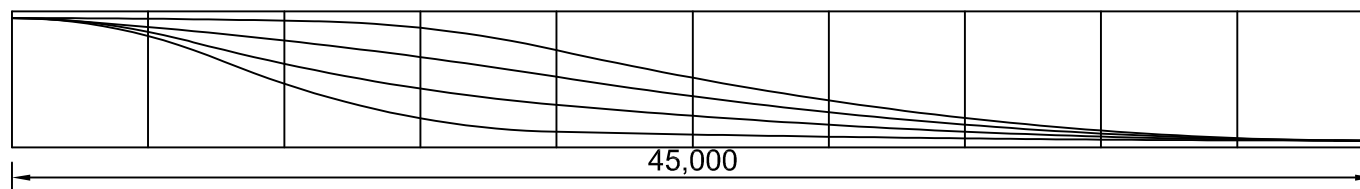
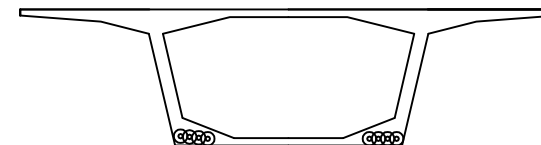
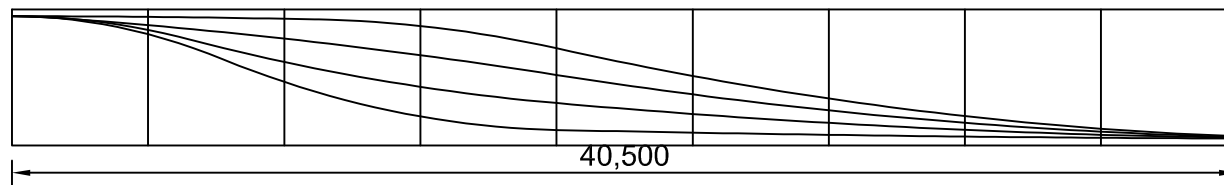
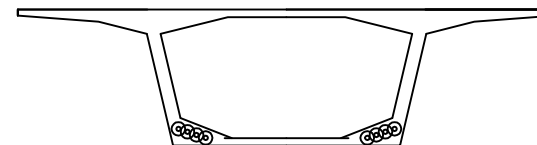
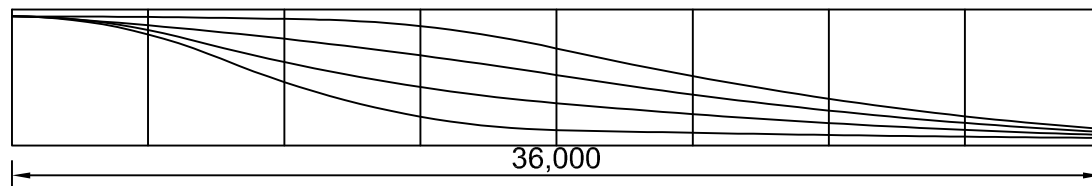
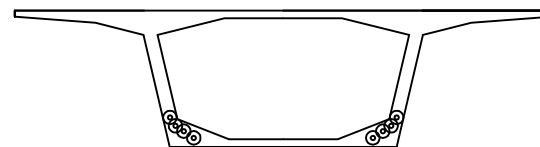
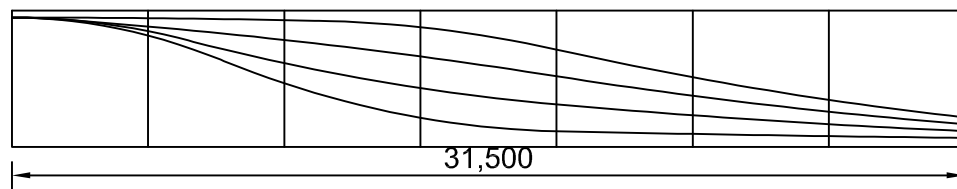
Legenda:

- Resultante teórica
- Cabo 1
- Cabo 2
- Cabo 3
- Cabo 4

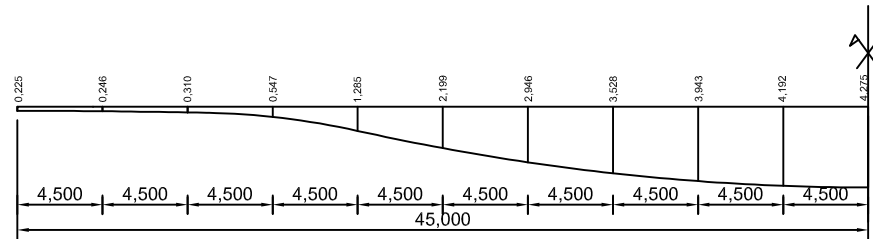
 FEUP Universidade do Porto Faculdade de Engenharia	MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL	Materiais	C40/50 A500
Micaela Maio Flores Morim	Estudo do tabuleiro de um viaduto de betão pré-esforçado construído tramo a tramo com vãos de 90m	Recobrimento = 4cm	
Desenho 5	Traçado prático dos cabos parabólicos	Escala 1/400	



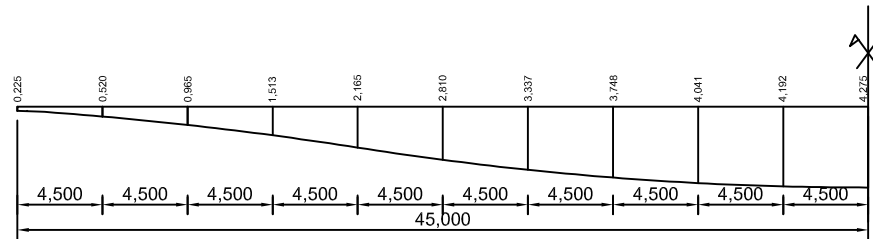
 FEUP Universidade do Porto Faculdade de Engenharia	MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL	Materiais	C40/50 A500
Micaela Maio Flores Morim	Estudo do tabuleiro de um viaduto de betão pré-esforçado construído tramo a tramo com vãos de 90m	Recobrimento = 4cm	
Desenho 6	Traçado prático dos cabos parabólicos	Escala 1/250	



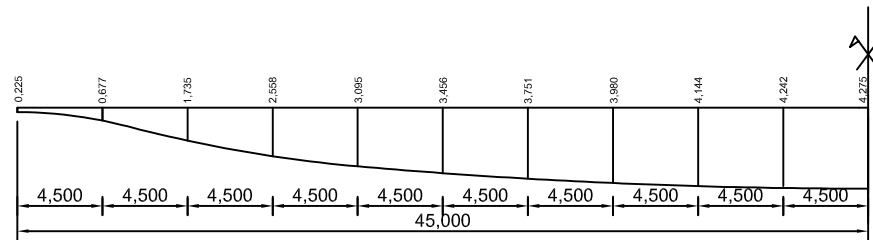
 FEUP Universidade do Porto Faculdade de Engenharia	MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL	Materiais	C40/50 A500
Micaela Maio Flores Morim	Estudo do tabuleiro de um viaduto de betão pré-esforçado construído tramo a tramo com vãos de 90m	Recobrimento = 4cm	
Desenho 7	Traçado prático dos cabos parabólicos	Escala 1/250	



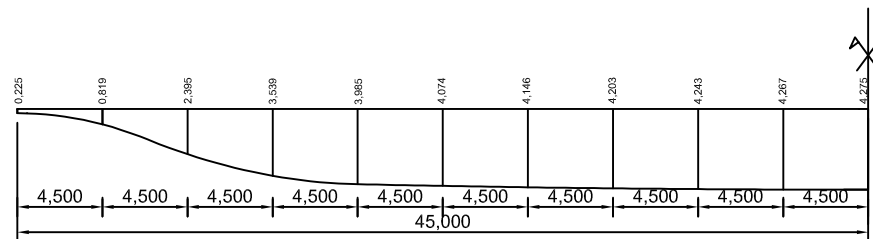
CABO 1



CABO 2

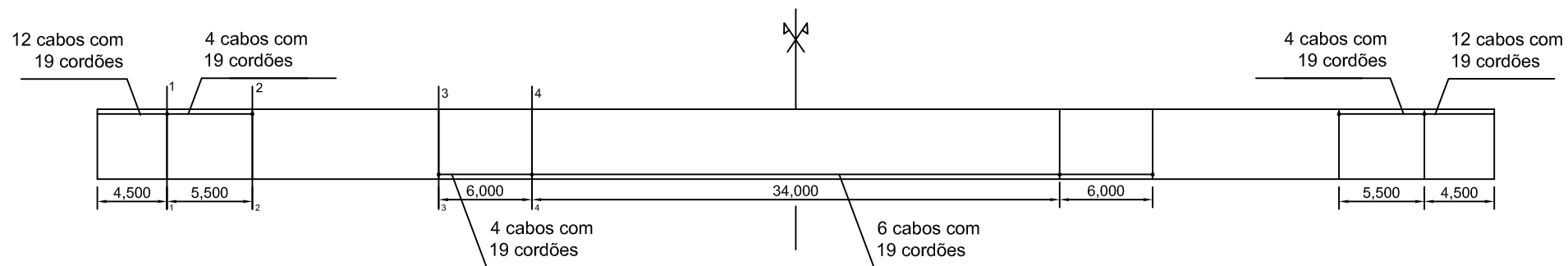


CABO 3

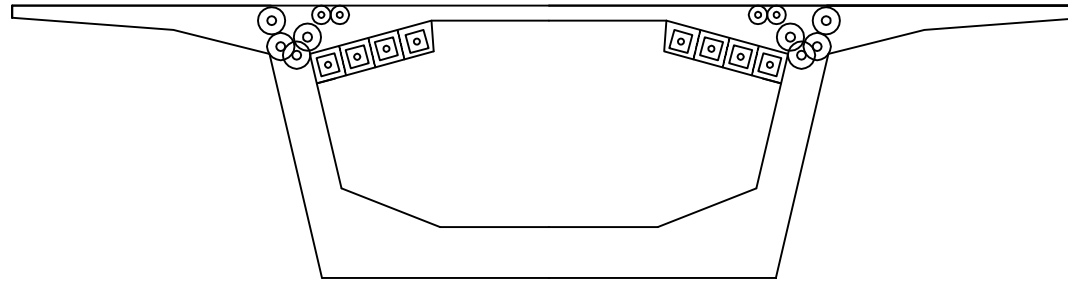


CABO 4

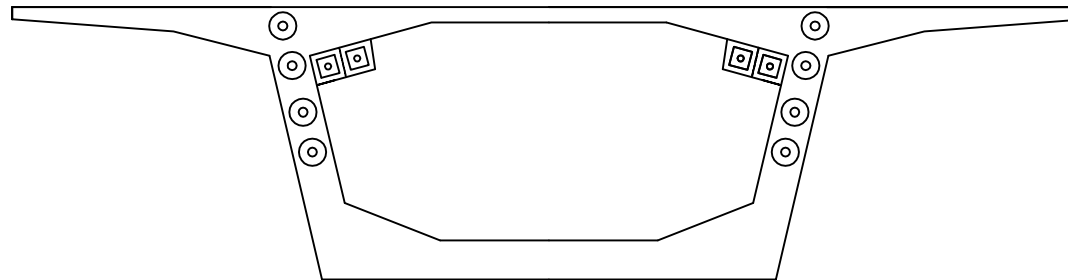
 FEUP Universidade do Porto Faculdade de Engenharia	MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL	Materiais	C40/50 A500
Micaela Maio Flores Morim	Estudo do tabuleiro de um viaduto de betão pré-esforçado construído tramo a tramo com vãos de 90m	Recobrimento = 4cm	
Desenho 8	Geometria do traçado prático dos cabos parabólicos	Escala 1/400	



 FEUP Universidade do Porto Faculdade de Engenharia	MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL	Materiais	C40/50 A500
Micaela Maio Flores Morim	Estudo do tabuleiro de um viaduto de betão pré-esforçado construído tramo a tramo com vãos de 90m	Recobrimento = 4cm	
Desenho 9	Traçado prático dos cabos rectilíneos	Escala 1/400	

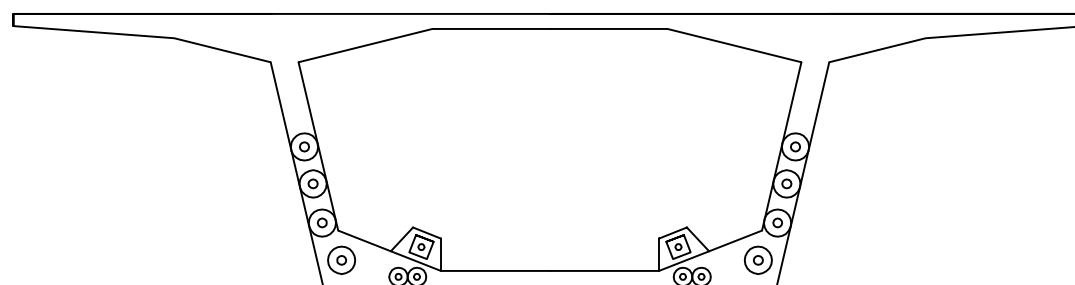


Corte 1-1

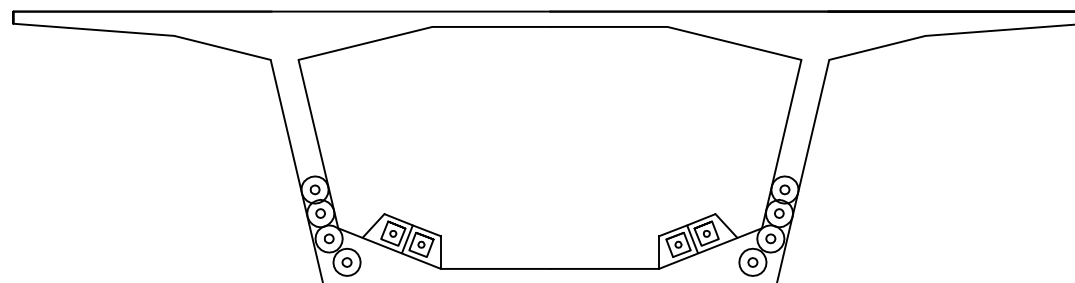


Corte 2-2

 FEUP Universidade do Porto Faculdade de Engenharia	MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL	Materiais	C40/50 A500
Micaela Maio Flores Morim	Estudo do tabuleiro de um viaduto de betão pré-esforçado construído tramo a tramo com vãos de 90m	Recobrimento = 4cm	
Desenho 10	Traçado prático dos cabos de pré-esforço - corte 1-1 e corte 2-2	Escala 1/250	

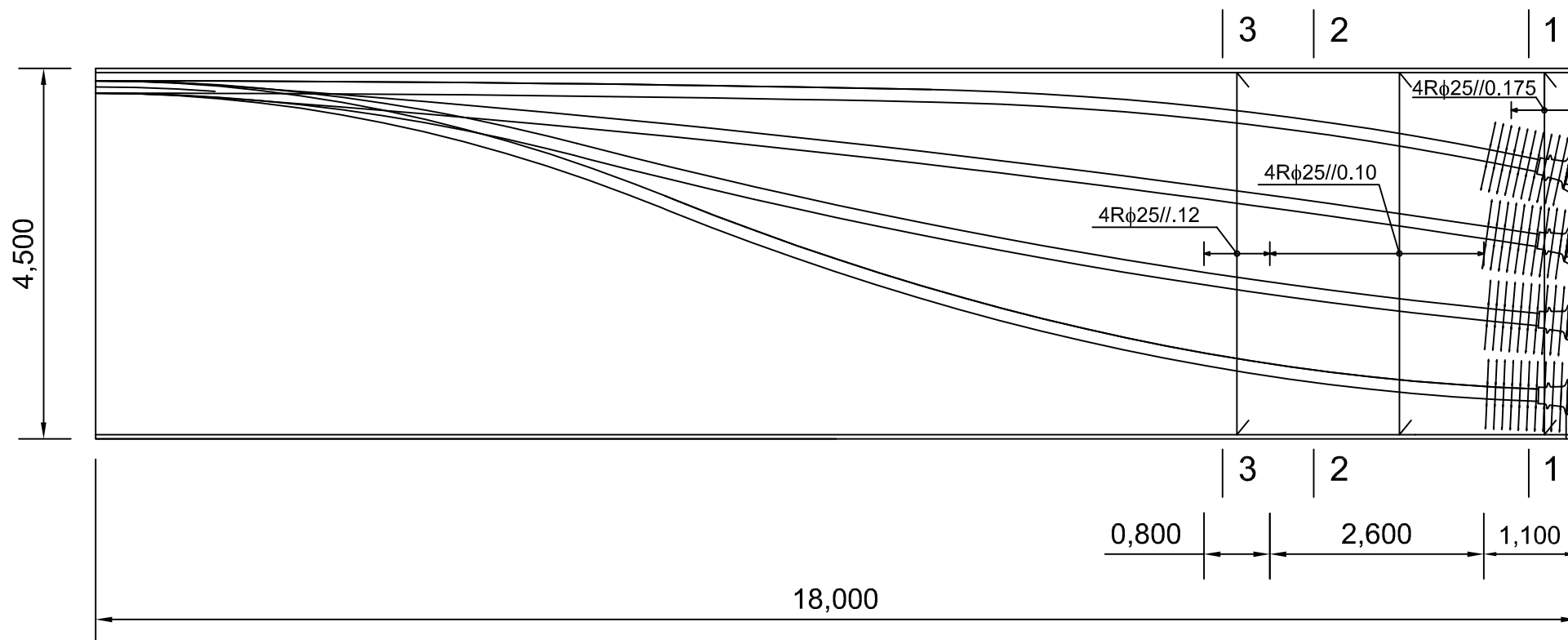


Corte 3-3

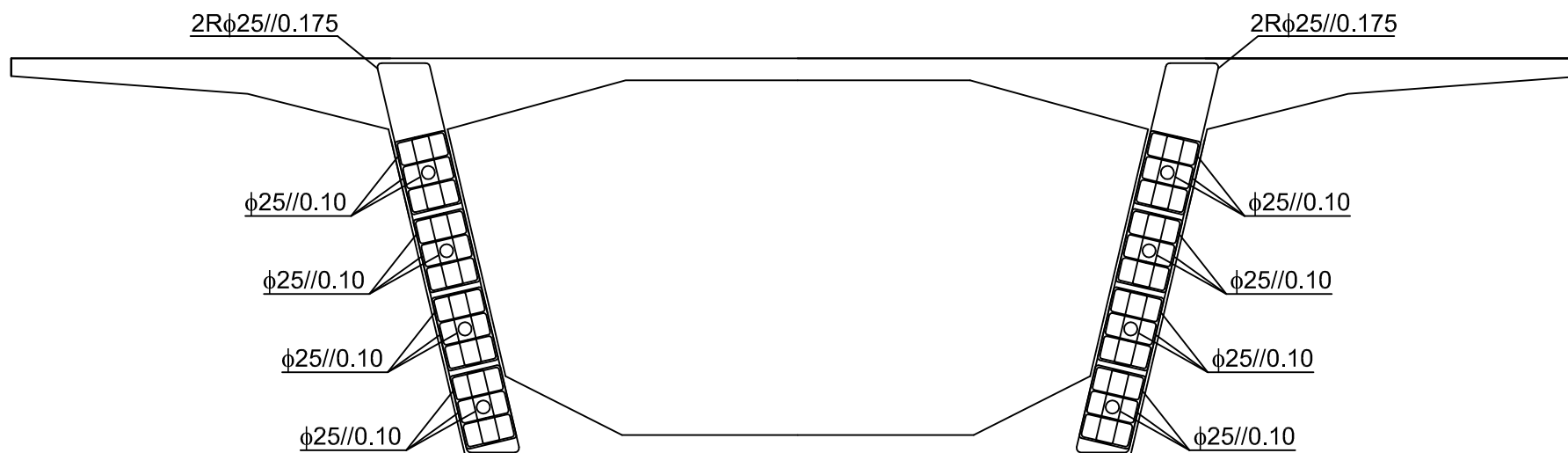


Corte 4-4

 FEUP Universidade do Porto Faculdade de Engenharia	MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL	Materiais	C40/50 A500
Micaela Maio Flores Morim	Estudo do tabuleiro de um viaduto de betão pré-esforçado construído tramo a tramo com vãos de 90m	Recobrimento = 4cm	
Desenho 11	Traçado prático dos cabos de pré-esforço - corte 3-3 e corte 4-4	Escala 1/250	

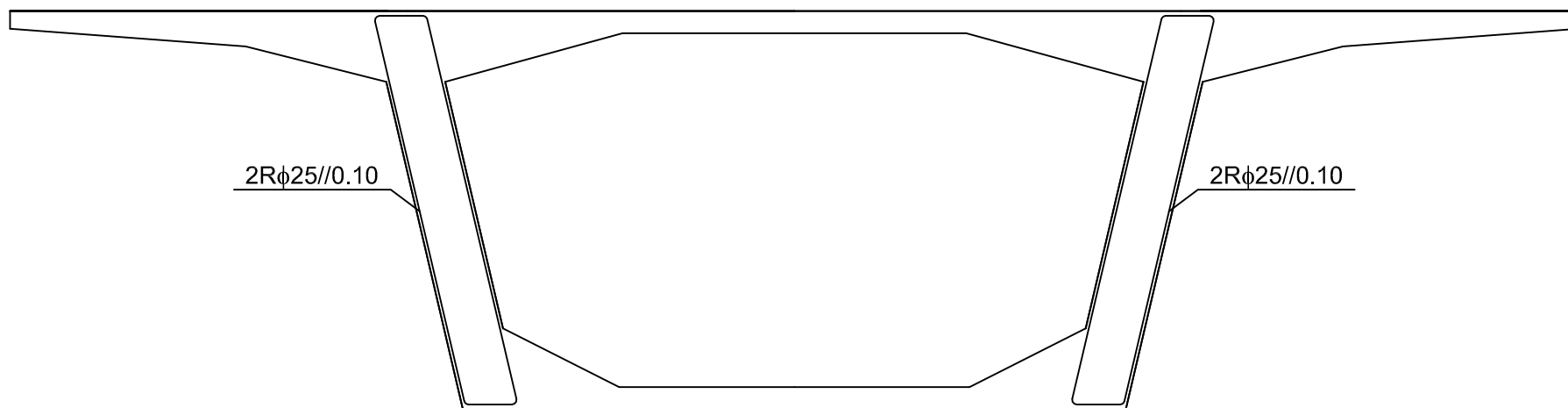


 FEUP Universidade do Porto Faculdade de Engenharia	MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL	Materiais C40/50 A500 Aço de pré-esforço 1670/1860
Micaela Maio Flores Morim	Estudo do tabuleiro de um viaduto de betão pré-esforçado construído tramo a tramo com vãos de 90m	Recobrimento = 4cm
Desenho 12	Armadura de ancoragem dos cabos parabólicos - alçado	Escala 1/75



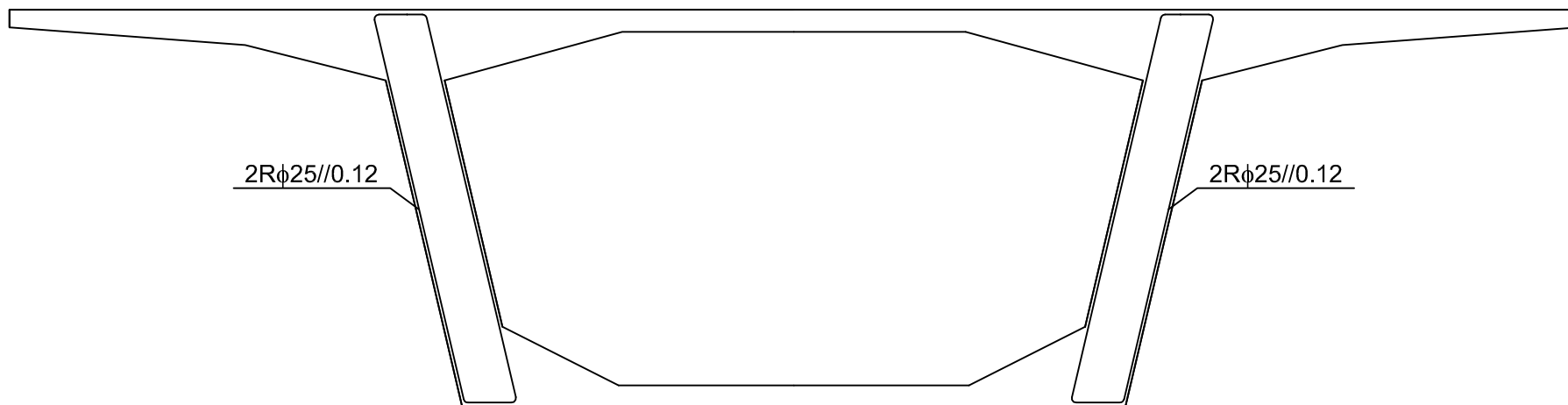
CORTE 1-1

 FEUP Universidade do Porto Faculdade de Engenharia	MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL	Materiais	C40/50 A500 Aço de pré-esforço 1670/1860
Micaela Maio Flores Morim	Estudo do tabuleiro de um viaduto de betão pré-esforçado construído tramo a tramo com vãos de 90m		Recobrimento = 4cm
Desenho 13	Armadura de ancoragem dos cabos parabólicos - Corte 1 -1		Escala 1/75



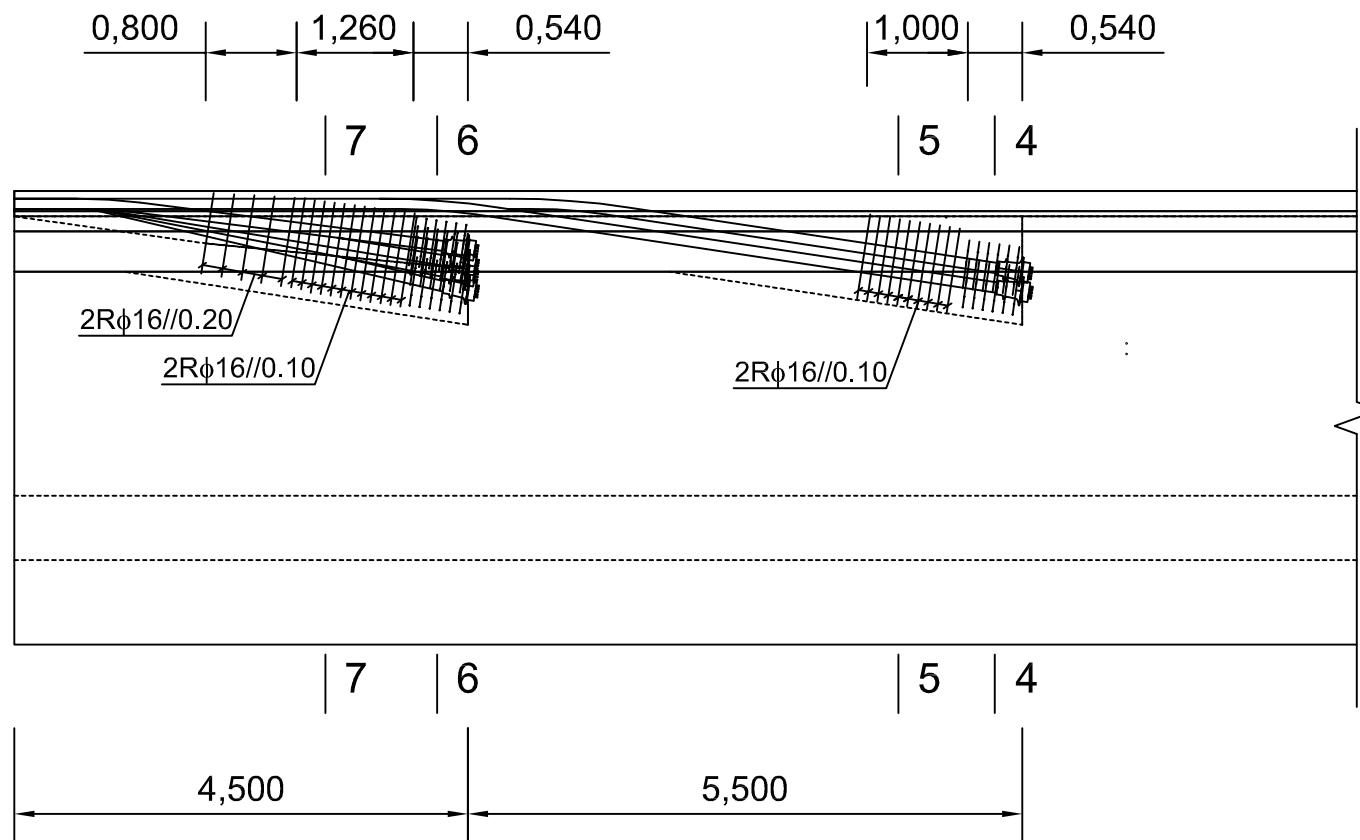
CORTE 2-2

 FEUP Universidade do Porto Faculdade de Engenharia	MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL	Materiais	C40/50 A500 Aço de pré-esforço 1670/1860
Micaela Maio Flores Morim	Estudo do tabuleiro de um viaduto de betão pré-esforçado construído tramo a tramo com vãos de 90m		Recobrimento = 4cm
Desenho 14	Armadura de ancoragem dos cabos parabólicos - corte 2-2		Escala 1/75

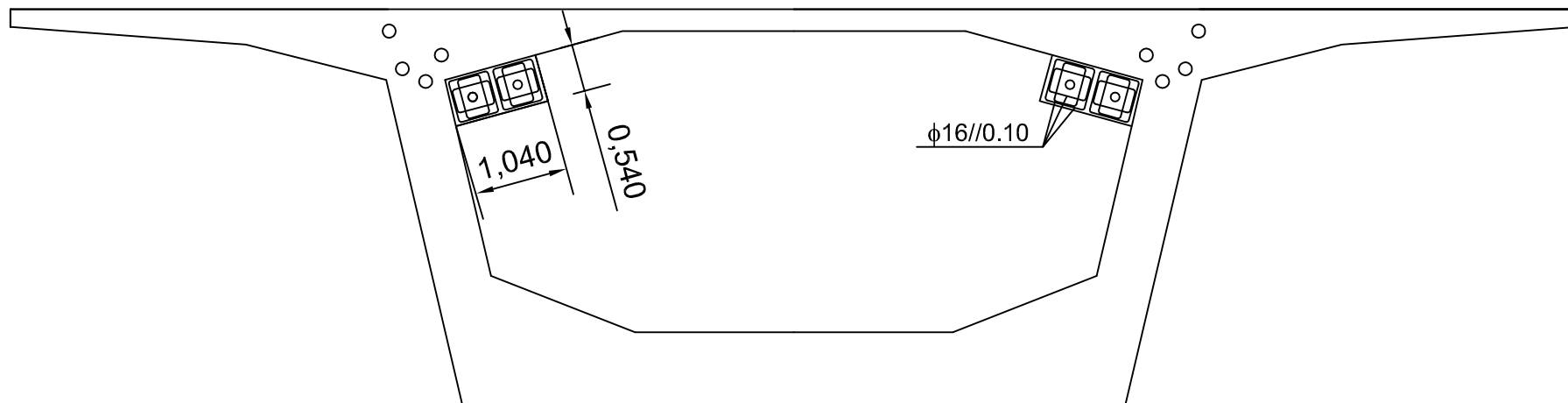


CORTE 3-3

 FEUP Universidade do Porto Faculdade de Engenharia	MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL	Materiais	C40/50 A500 Aço de pré-esforço 1670/1860
Micaela Maio Flores Morim	Estudo do tabuleiro de um viaduto de betão pré-esforçado construído tramo a tramo com vãos de 90m		Recobrimento = 4cm
Desenho 15	Armadura de ancoragem dos cabos parabólicos - corte 3-3		Escala 1/75

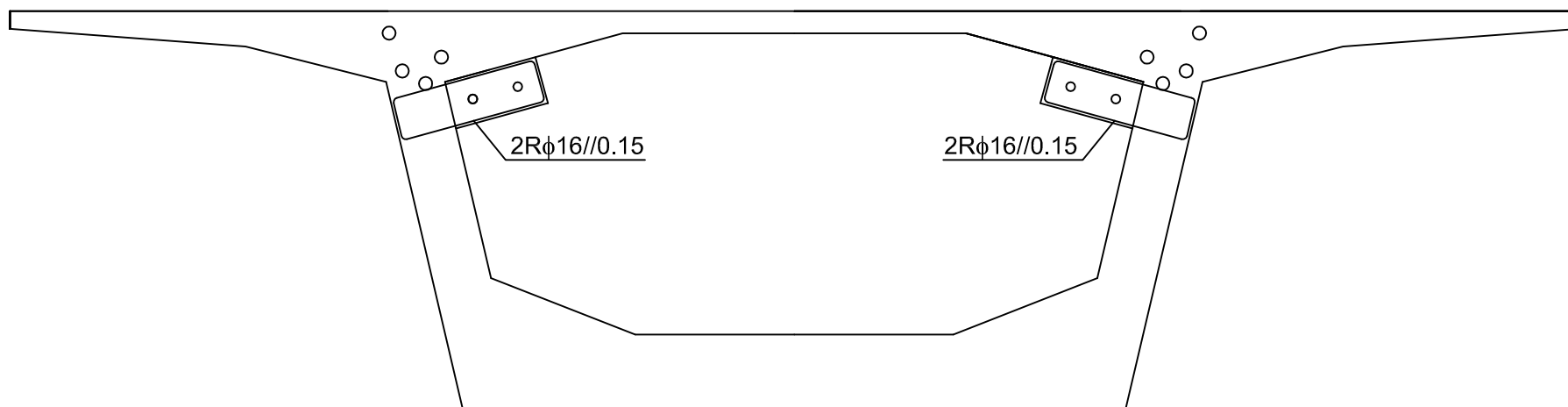


 FEUP Universidade do Porto Faculdade de Engenharia	MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL	Materiais	C40/50 A500 Aço de pré-esforço 1670/1860
Micaela Maio Flores Morim	Estudo do tabuleiro de um viaduto de betão pré-esforçado construído tramo a tramo com vãos de 90m		Recobrimento = 4cm
Desenho 16	Armadura de ancoragem dos cabos rectilíneos superiores - alçado		Escala 1/75



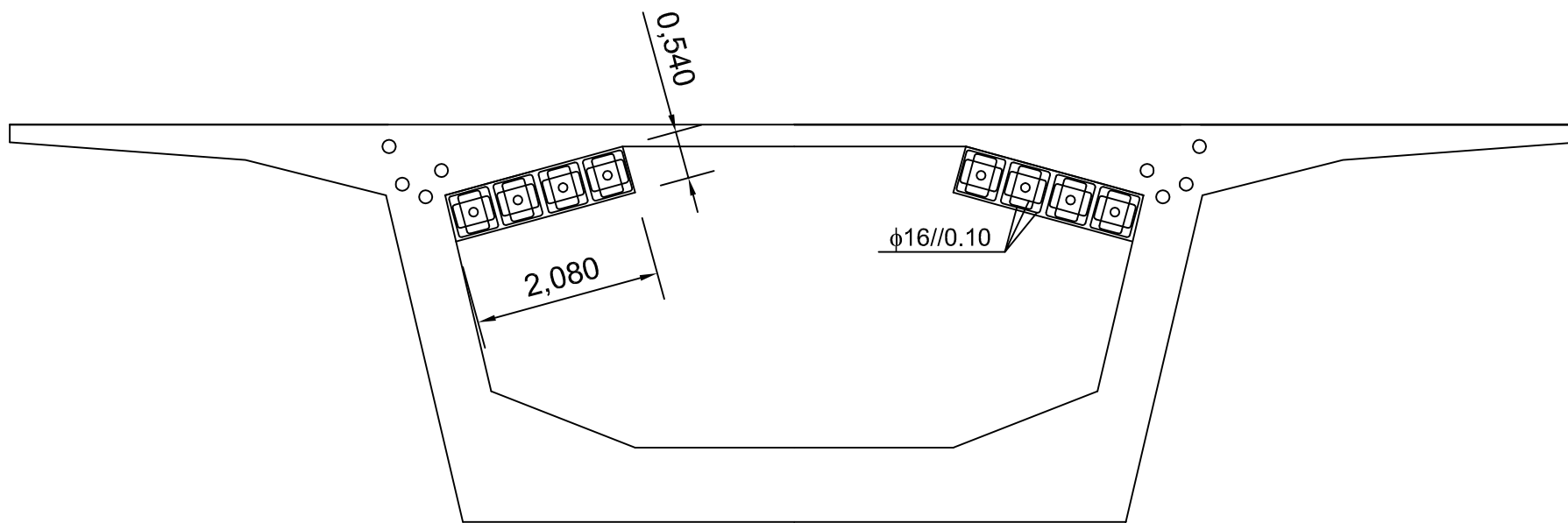
CORTE 4-4

 FEUP Universidade do Porto Faculdade de Engenharia	MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL	Materiais	C40/50 A500 Aço de pré-esforço 1670/1860
Micaela Maio Flores Morim	Estudo do tabuleiro de um viaduto de betão pré-esforçado construído tramo a tramo com vãos de 90m		Recobrimento = 4cm
Desenho17	Armadura de ancoragem dos cabos rectilíneos superiores - corte 4-4		Escala 1/75



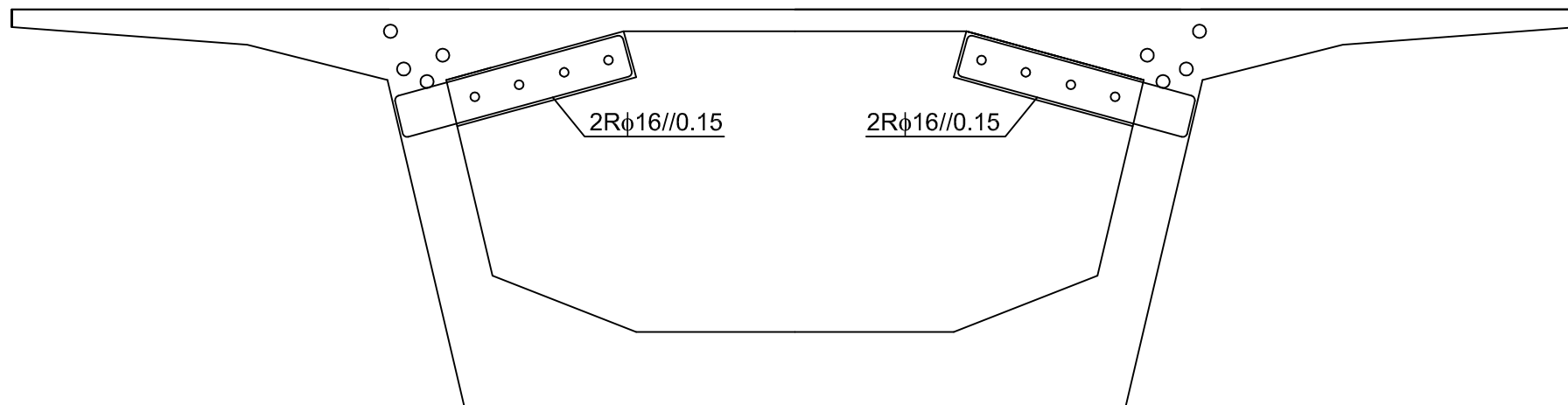
CORTE 5-5

 FEUP Universidade do Porto Faculdade de Engenharia	MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL	Materiais	C40/50 A500 Aço de pré-esforço 1670/1860
Micaela Maio Flores Morim	Estudo do tabuleiro de um viaduto de betão pré-esforçado construído tramo a tramo com vãos de 90m	Recobrimento = 4cm	
Desenho 18	Armadura de ancoragem dos cabos rectilíneos superiores - corte 5-5	Escala 1/75	



CORTE 6-6

 FEUP Universidade do Porto Faculdade de Engenharia	MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL	Materiais	C40/50 A500 Aço de pré-esforço 1670/1860
Micaela Maio Flores Morim	Estudo do tabuleiro de um viaduto de betão pré-esforçado construído tramo a tramo com vãos de 90m		Recobrimento = 4cm
Desenho 19	Armadura de ancoragem dos cabos rectilíneos superiores - corte 6-6		Escala 1/75



CORTE 7-7

 FEUP Universidade do Porto Faculdade de Engenharia	MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL	Materiais	C40/50 A500 Aço de pré-esforço 1670/1860
Micaela Maio Flores Morim	Estudo do tabuleiro de um viaduto de betão pré-esforçado construído tramo a tramo com vãos de 90m		Recobrimento = 4cm
Desenho 20	Armadura de ancoragem dos cabos rectilíneos superiores - corte 7-7		Escala 1/75

4

ANÁLISE COMPARATIVA DE QUANTIDADES SOLUÇÃO EXISTENTE/SOLUÇÃO PROPOSTA

4.1. NOTA INTRODUTÓRIA

Os valores presentes no mapa de quantidades da solução real são referentes à extensão total do tabuleiro. Uma vez que os tabuleiros possuem vãos extremos inferiores a 90m, efectuou-se uma aproximação das quantidades de um vão tipo de 90m, dividindo as quantidades pelo comprimento total e multiplicando por 90m.

No que respeita à armadura passiva, o valor apresentado do mapa de quantidades da solução real, corresponde à armadura total da obra, pelo que se considerou uma densidade de 110 kg/m³, que é um valor corrente. Em termos percentuais, isso corresponde a cerca de 60% armadura da armadura passiva total da obra.

No que concerne ao custo unitário do pré-esforço, na construção tramo a tramo com M1, corresponde a aproximadamente 0,25% do custo do pré-esforço na construção por avanços sucessivos [1].

4.2. QUANTIFICAÇÃO DOS MATERIAIS APLICADOS

4.2.1. SOLUÇÃO REAL

Quadro 4.1 – Mapa de medições da solução real

Num.	Descrição	Un	Quantidades	
			Total	Vão de 90m (média)
1	Cofragem			
1.1	Cofragem nas faces exteriores do tabuleiro (betão à vista)	m ²	64.650	2.240
1.2	Cofragem nas faces interiores do tabuleiro	m ²	48.825	1.691
2	Betão			
2.1	Betão C40/50 em tabuleiros	m ³	40.550	1.405
3	Aços			

3.1	Aço A500 aplicado na totalidade da obra	kg	3.800.000	131.640
3.2	Aço de pré-esforço	kg		
3.2.1	longitudinal	kg	1.450.000	50.231
3.2.2	transversal	kg	13.500	468
3.2.3	pilares	kg	10.000	346

Quadro 4.2 – Custos unitários dos materiais da solução real

	Unidade	Custo unitário (€)
Betão	m ³	120
Aço A500	kg	0,78
Aço pré-esforço	kg	3,472

4.2.2. SOLUÇÃO ESTUDADA

Quadro 4.3 – Mapa de medições da solução estudada

Num.	Descrição	Un	Quantidades	
			Vão de 90m	Total (estimativa)
1	Cofragem			
1.1	Cofragem nas faces exteriores do tabuleiro (betão à vista)	m ²	2173	62731
1.2	Cofragem nas faces interiores do tabuleiro	m ²	1543	62731
2	Betão			
2.1	Betão C40/50 em tabuleiros	m ³	1270	36666
3	Aços			
3.1	Aço A500 em tabuleiros	kg	122576	3538348
3.2	Aço de pré-esforço	kg		
3.2.1	longitudinal	kg	37960	1095787
3.2.2	transversal	kg	0	0

Quadro 4.4 – Custos unitários dos materiais da solução estudada

	Unidade	Custo unitário (€)
Betão	m ³	120
Aço A500	kg	0,78
Aço pré-esforço	kg	2,76

4.2.3. ANÁLISE COMPARATIVA

4.2.3.2. Betão

Quadro 4.5 – Comparação de betão do tabuleiro para um vão de 90m

	Betão (m ³)	Valor Unit. (€/m ³)	Total (€)
Solução real	1404,73	120,00	168.568,13
Solução estudada	1276,73	120,00	153.207,84
Diferença	128,00	120,00	15.360,29

Quadro 4.6 – Comparação de betão do tabuleiro da totalidade da obra

	Betão (m ³)	Valor Unit. (€/m ³)	Total (€)
Solução real	40550,00	120,00	4.866.000,00
Solução estudada	36855,00	120,00	4.422.599,70
Diferença	3695,00	120,00	443.400,30

4.2.3.3. Armadura passiva

Quadro 4.7 – Comparação de aço do tabuleiro para um vão de 90m

	Aço A500 (kg)	Valor Unit. (€/kg)	Total (€)
Solução real	157967,67	0,78	123.214,78
Solução estudada	134571,77	0,78	104.965,98
Diferença	23395,90	0,78	18.248,80

Quadro 4.8 – Comparação de aço do tabuleiro da totalidade da obra

	Aço A500 (kg)	Valor Unit. (€/kg)	Total (€)
Solução real	4560.00,00	0,78	3.556.800,00
Solução estudada	3884638,50	0,78	3.030.018,03
Diferença	675361,50	0,78	526.781,97

4.2.3.4. Armadura de pré-esforço

Quadro 4.9 – Comparação de aço de pré-esforço do tabuleiro para um vão de 90m

	Aço pré-esforço (kg)	Valor Unit. (€/kg)	Total (€)
Solução real	50230,95	3,472	174.401,85
Solução estudada	37960,28	2,604	98.848,57
Diferença	12270,66		75.553,27

Quadro 4.10 – Comparação de aço de pré-esforço do tabuleiro na totalidade da obra

	Aço pré-esforço (kg)	Valor Unit. (€/kg)	Total (€)
Solução real	1450.000,00	3,472	5.034.400,00
Solução estudada	1095786,80	2,604	2.853.428,84
Diferença	354213,20		2.180.971,16

4.2.3.4. Análise global

Quadro 4.11 – Comparação de quantidades de materiais do tabuleiro para um vão de 90m

	Solução real	Solução estudada	Diferença	% de redução
Betão (m ³)	1404,73	1276,73	128,00	9%
Aço A500 (kg)	157967,67	134571,77	23395,90	15%
Aço pré-esforço (kg)	50230,95	37960,28	12270,66	24%

Quadro 4.12 – Comparação de quantidades de materiais do tabuleiro para totalidade da obra

	Solução real	Solução estudada	Diferença	% de redução
Betão (m ³)	40550,00	36855,00	3695,00	9%
Aço A500 (kg)	4560000,00	3884638,50	675361,50	15%
Aço pré-esforço (kg)	1450000,00	1095786,80	354213,20	24%

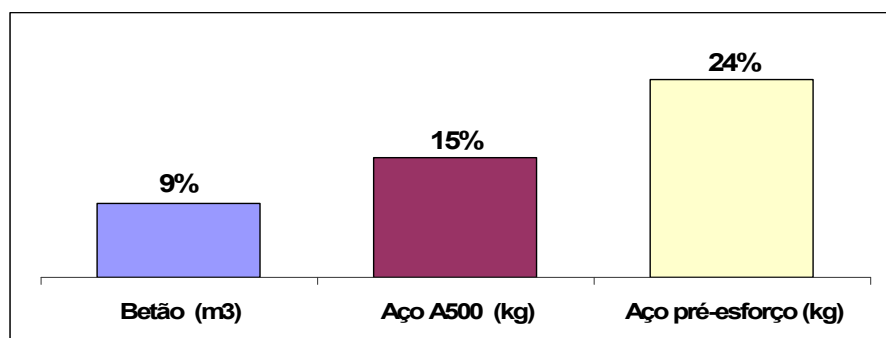


Fig. 4.1 – Redução percentual de quantidades dos materiais

Quadro 4.13 – Comparação de custos de materiais do tabuleiro para um vão de 90m

	Solução real	Solução estudada	Diferença	% de redução
Betão (m³)	168.568,13	153.207,84	15360,29	9%
Aço A500 (kg)	123.214,78	104.965,98	18248,80	15%
Aço pré-esforço (kg)	174.401,85	98.848,57	75553,27	43%
TOTAL	466184,76	357022,40	109162,36	23%

Quadro 4.14 – Comparação de custos de materiais do tabuleiro para totalidade da obra

	Solução real	Solução estudada	Diferença	% de redução
Betão (m³)	4.866.000,00	4.422.599,70	443400,30	9%
Aço A500 (kg)	3.556.800,00	3.030.018,03	526781,97	15%
Aço pré-esforço (kg)	5.034.400,00	2.853.428,84	2180971,16	43%
TOTAL	13457200,00	10306046,56	3151153,44	23%

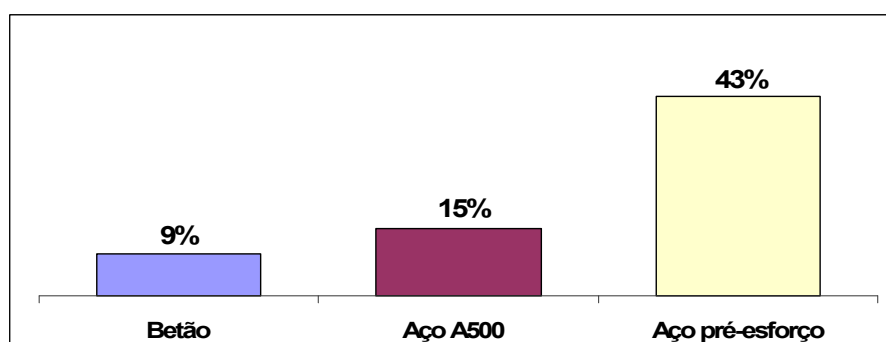


Fig. 4.2 – Redução percentual de custo dos materiais

No quadro 4.15, apresenta-se a análise comparativa global entre a solução real, construída pelo método das consolas e a solução estudada, construída tramo a tramo, com o equipamento M1.

Os resultados apresentados são referentes aos custos de materiais, equipamentos e estaleiro e ao prazo de execução da obra.

No que se refere aos custos de estaleiro, considerou-se com base em [1], 18% e 14% do custo de materiais do tabuleiro e aquisição de equipamentos, para a solução real e estudada, respectivamente.

Quadro 4.15 – Comparação global entre a solução real e a solução estudada

	Unidade	Solução real	Solução estudada	Diferença	% Redução
Equipamentos		Carros de avanço	Cimbre M1		
Nº De Equipamentos	un.	8	1		
Custo dos materiais do tabuleiro	€	13457200	10306047	3.151.153	23%
Custo De Aquisição Dos Equipamentos (Total)	€	2.000.000	3.500.000	-1.500.000	-75%
Custos de estaleiro	€	2782296	1932847	849.449	31%
Custo Estimado De Construção Do Tabuleiro	€/m ²	396	341	54	14%
Ciclo De Produção	dias	7	14		
Produção Por Ciclo	m	40	90		
Prazo De Construção Do Tabuleiro	dias	660	508	152	23%
CUSTO GLOBAL DE CONSTRUÇÃO DO TABULEIRO	€	18.239.496	15.738.893	2.500.603	14%

Da análise dos quadros anteriores pode-se aferir que a construção tramo a tramo, com o equipamento M1, quando comparada com o método das consolas, apresenta as seguintes vantagens:

- Redução de 9% do betão do tabuleiro;
- Redução de 15% da armadura passiva tabuleiro;
- Redução de 24% do pré-esforço do tabuleiro;
- Redução de 43% do custo do pré-esforço;
- Redução de 14% do custo global de construção do tabuleiro;
- Redução de 23% do tempo de construção.

5

CONCLUSÕES E FUTUROS DESENVOLVIMENTOS

5.1. CONCLUSÕES

O programa de cálculo revelou-se muito eficaz no cálculo do pré-esforço, permitindo com um número relativamente reduzido de iterações obter a configuração final do traçado teórico dos cabos e as respectivas áreas.

No que se refere às deformações verticais do tabuleiro, obtiveram-se valores inferiores aos valores limites regulamentares.

Relativamente às tensões no betão, obtiveram-se valores substancialmente inferiores aos valores regulamentares, nomeadamente ao valor limite a partir do qual a taxa de crescimento da fluência deixa de ser linear.

A análise comparativa permitiu concluir que, relativamente à solução real, a solução estudada conduz a uma redução considerável da quantidade de materiais do tabuleiro, correspondendo a maior redução à armadura de pré-esforço com um valor igual a 26%. A redução da quantidade de materiais traduz-se numa diminuição percentual do custo do tabuleiro de 23%.

Concluiu-se que a construção tramo a tramo com o M1, em pontes de 90m de vão, e uma extensão superior a 1km, embora implique um investimento inicial correspondente à aquisição do equipamento, consideravelmente superior relativamente ao método das consolas, permite uma redução de cerca de 14% do custo global de construção. Em obras desta envergadura, isso significa uma importante redução dos custos.

5.2. FUTUROS DESENVOLVIMENTOS

No que respeita a desenvolvimentos futuros, seria de interesse verificar os esforços que se instalam na estrutura para o faseamento construtivo. Nesse sentido, o programa de cálculo poderia ser desenvolvido de forma a contemplar o mesmo.

Também seria interessante, efectuar uma análise comparativa entre a solução real e a solução estudada no que concerne aos pilares. Tendo em consideração que na construção por avanços sucessivos os pilares tem que ser dimensionados de forma a impedir as rotações do tabuleiro, é espectável que haja uma redução da quantidade de materiais.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Moura, R. *BERD Business Plan V01*, 2005.
- [2] BERD & AFAssociados, *OPS movable scaffolding system – Detail Design (in Portuguese)*, 2005.
- [3] <http://www.berd.eu/engine.php?cat=1>. Outubro de 2007.
- [4] Pacheco, P. Fonseca, A., Guerra, A., Borges, P., Coelho H. *Movable scaffolding systems strengthened with organic prestressing*. Challenges for Civil Construction Torres Marques et al., Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, 2008.
- [5] Sobral, P. *Novas tecnologias na construção de pontes – Cimbres com pré-esforço orgânico*. Cadeira de Seminário, Instituto Superior Técnico, 2007.
- [6] http://www.peri.pt/projectos.cfm/fuseaction/diashow/reference_ID/1273/currentimage/1/referencecategory_ID/2.cfm. Junho de 2008.
- [7] Fonseca, A. *Construção de Pontes – métodos e tecnologias*. Apontamentos de apoio às aulas teóricas da disciplina de Pontes do curso de licenciatura em Engenharia Civil, 1991/92.
- [8] Reis, A. *Folhas da disciplina de pontes*, Instituto Superior Técnico, 2002.
- [9] Baptista, A. *Análise diferida de pontes construídas tramo a tramo com cimbres autoportantes e autolançáveis*. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 1995.
- [10] http://www.strukturas.com/pages/mss_BBE/BBE_frame.htm. Junho de 2008.
- [11] <http://www.nrsas.com/>. Outubro de 2007.
- [12] www.ecn.purdue.edu/ECT/temp2/IRSch2.doc. Outubro de 2007.
- [13] http://www.vsl.com/index.php?option=com_content&task=view&id=82&Itemid=188. Junho de 2008.
- [14] Ferraz, M. *Um modelo de análise para o estudo de pontes como estruturas evolutivas*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2001.
- [15] www.tah.com.au/. Maio de 2008.
- [16] http://www.mageba.ch/en/dyn_output.html?content.void=657&SID=6a55c000233ccb3e4a36458f622507ad. Maio de 2008.
- [17] http://nisee.berkeley.edu/leonhardt/html/incrementally_launched_bridges.html. Outubro de 2007. Setembro de 2007
- [18] http://www.vsl.com/index.php?option=com_content&task=view&id=81&Itemid=187. Maio de 2008.
- [19] <http://www.cement.ca/cement.nsf/searchFinal/1CD418275420334F85256C4F00689FAD?OpenDocument>. Maio de 2008

- [20] André, A., Pacheco, P., Fonseca, A. Pré-esforço orgânico – estudos sobre a aplicação de uma nova tecnologia, V Simpósio EPUSP sobre Estruturas de Concreto, 2003, São Paulo, Brasil.
- [21] André, Pacheco, P., Fonseca, A. *Estudo experimental da aplicação de pré-esforço orgânico em cimbres autolançáveis*, Betão Estrutural, 2004, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto.
- [23] Pacheco, P. *Pré-Esforço Orgânico – Um Exemplo de Sistema Efectivo*. Dissertação de Doutoramento em Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 1999.
- [24] Martins, C. *Folhas da disciplina de Pontes*, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra, 1998
- [25] Schlaich, J., Scheef, H. *Concrete Box-girder Bridge*. International Association for Bridge and Structural Engineering, 1982
- [26] Fib Bulletin: Guidance for Good Bridge Design
- [27] <http://www.fhwa.dot.gov/BRIDGE/segmental/task60.htm>, Majid Madani, Article 6.0 General Guidelines for the Preliminary Design For Segmental Concrete Box Girder Superstructure).
- [28] SETRA – Service d'études techniques des routes et autoroutes, *Ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs*, 2003
- [29] Calgaró, J., Virlogeux, M. *Projet et construction des ponts: Généralités, fondations, appuis, ouvrages courants*. Presses de l'école nationale des Ponts et Chaussées, Paris, 1987
- [30] Carmo, A., Teixeira, F., Mata, R. *Desenvolvimento de uma folha de cálculo integrado para dimensionamento e verificação de segurança de tabuleiros de betão armado e pré-esforçado construídos tramo a tramo*. Seminário em Estruturas do Curso de Licenciatura em Engenharia Civil da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2006/2007
- [31] Figueiras, J. *Dimensionamento de Estruturas de Betão Pré-esforçado*. Curso de Formação, 1993.
- [32] Marchão, C., Appleton, J. *Módulo I – Pré-Esforço*. Betão armado e pré-esforçado II – Folhas de Apoio as aulas, Instituto Superior Técnico, 2005/2006.
- [33] Menn, C. *Prestressed Concrete Bridges*. Birkhauser, Basel, 1990.
- [34] Leonhardt F., Monnig, E. *Construções de concreto – Princípios básicos da construção de pontes*, Editora Interciência, Rio de Janeiro, 1977
- [35] Hewson, N. *Prestressed concrete bridges: Design and Construction*. Thomas Telford, 2006
- [36] CEB–Fib. volume 1. In *Structural Concrete – Textbook on behaviour, Design and Performance*, fib Bulletin 1, 1999
- [37] *Eurocódigo 2 : Projecto de estruturas de betão – Parte 1: Regras gerais e regras para edifícios. EN 1992-1-1*, 2004
- [38] *Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado*, Porto Editora, Porto
- [39] *Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes*, Porto Editora, Porto

ANEXOS

A1 – MAPA DE QUANTIDADES SOLUÇÃO REAL

A10 - AUTO-ESTRADA BUCELAS / CARREGADO
SUBLANÇO BUCELAS / ARRUDA DOS VINHOS
SUBLANÇO ARRUDA DOS VINHOS / CARREGADO

Viaduto Sobre a Ribeira da Laje e Rio Grande da Pipa

Mapa de Medições

Nº.	Designação dos Trabalhos	Un.	Quant.	Preço Unit. (Euros)	Total (Euros)
CAPÍTULO III DRENAGEM TRANSVERSAL <i>Trabalhos a realizar de acordo com o projecto e satisfazendo o estipulado no caderno de encargos.</i>					
3.1	Execução de passagens hidráulicas de secção circular, em betão armado, incluindo todos os materiais e trabalhos necessários à sua implantação:				
3.1.2	Com tubagens da classe II.				
3.1.2.1	Assentamento da Classe A:				
3.1.2.1.1	- simples com ϕ 0,80m.	m	15		
3.3	Execução de bocas normais de entrada e saída, em betão armado, em passagens hidráulicas circulares, incluindo todos os trabalhos necessários à sua implantação:				
3.3.1	Simples:				
3.3.1.2	- ϕ 0,80 m.	u	1		
3.5	Execução de bocas de entrada em recipiente, em betão armado, em passagens hidráulicas circulares, incluindo todos os trabalhos necessários à sua implantação:				
3.5.1	Simples:				
3.5.1.1	- ϕ 0,80 m (até 1,60 m de altura interior).	u	1		

A10 - AUTO-ESTRADA BUCELAS / CARREGADO
SUBLANÇO BUCELAS / ARRUDA DOS VINHOS
SUBLANÇO ARRUDA DOS VINHOS / CARREGADO

Viaduto Sobre a Ribeira da Laje e Rio Grande da Pipa

Mapa de Medições

Nº.	Designação dos Trabalhos	Un.	Quant.	Preço Unit. (Euros)	Total (Euros)
CAPÍTULO V DRENAGEM LONGITUDINAL <i>Trabalhos a realizar de acordo com o</i> <i>projecto e satisfazendo o estipulado</i> <i>no caderno de encargos.</i>					
5.1	Execução de órgãos de drenagem longitudinal, incluindo todos os trabalhos necessários à sua implantação:				
5.1.1	Valetas e valas.				
5.1.1.1	Valetas de plataforma não revestidas:				
5.1.1.1.5	Arrelvadas com 0,20 m abaixo da sub-base e fundo revestido a betão.	m	107		
5.1.1.5	Valetas de crista ou de banquetas:				
5.1.1.5.3	Revestidas com meia cana de betão:				
5.1.1.5.3.2	- ϕ 0,40 m.	m	95		
5.1.1.5.3.3	- ϕ 0,60 m.	m	154		
5.1.1.7	Valas de encaminhamento de águas em continuidade das passagens hidráulicas ou de valas de pé de talude ou de valas de crista.				
5.1.1.7.1	Em meia cana de betão diâmetro 0,60.	m	139		
5.2	Execução de órgãos complementares de drenagem, incluindo todos os trabalhos necessários:				
5.2.4	Caixas de ligação:				
5.2.4.2	Em valetas de banquetas.	u	1		
5.2.6	Descidas de talude, em aterro ou escavação:				
5.2.6.1	E meia cana de betão, incluindo maciços de travamento em betão:				
5.2.6.1.3	- ϕ 0,60 m.	m	32		
5.2.8	Dissipadores de energia em taludes de aterro ou escavação.	u	1		

A10 - AUTO-ESTRADA BUCELAS / CARREGADO
SUBLANÇO BUCELAS / ARRUDA DOS VINHOS
SUBLANÇO ARRUDA DOS VINHOS / CARREGADO

Viaduto Sobre a Ribeira da Laje e Rio Grande da Pipa

Mapa de Medições

Nº.	Designação dos Trabalhos	Un.	Quant.	Preço Unit. (Euros)	Total (Euros)
CAPÍTULO VI INTEGRAÇÃO PAISAGÍSTICA <u>Trabalhos a realizar de acordo com o</u> <u>projecto e satisfazendo o estipulado</u> <u>no caderno de encargos.</u>					
6.1	Mobilização superficial:				
6.1.1	Dos taludes de aterro e escavação cobertos com terra arável.	m2	3 407		
6.2	Espalhamento e regularização de terra arável incluindo a tomada de eventuais medidas para evitar a erosão superficial dos taludes, nomeadamente uma sementeira cautelar, sempre que estas áreas fiquem prontas fora da época adequada para as sementeiras:				
6.2.1	Em taludes de aterro e de escavação:				
6.2.1.1	Na espessura de 0,10 m.	m3	341		
6.2.1.3	Na espessura de 0,03 m aplicada sobre os dispositivos de estabilização tipo "Enkamats" de acordo com o ponto 6.7.	m3	102		
6.3	Sementeiras, incluindo fornecimento e aplicação de sementes constantes dos lotes de sementeira e outros componentes referidos nas Normas Técnicas do Projecto:				
6.3.1	Em taludes de aterro e escavação com terra arável:				
6.3.1.1	1ª aplicação (mistura herbácea):				
6.3.1.1.2	- taludes de escavação.	m2	3 407		
6.3.1.2	2ª aplicação (mistura arbustiva):				
6.3.1.2.2	- taludes de escavação.	m2	3 407		
6.3.6	Sementeira ao covacho:				
6.3.6.3	Nas áreas de taludes e marginais <i>Quercus coccifera</i>	m2	129		

A10 - AUTO-ESTRADA BUCELAS / CARREGADO
SUBLANÇO BUCELAS / ARRUDA DOS VINHOS
SUBLANÇO ARRUDA DOS VINHOS / CARREGADO

Viaduto Sobre a Ribeira da Laje e Rio Grande da Pipa

Mapa de Medições

Nº.	Designação dos Trabalhos	Un.	Quant.	Preço Unit. (Euros)	Total (Euros)
6.4	Plantação, incluindo fornecimento de plantas, abertura e enchimento de covas com terra arável, fertilizantes, tutores, regas e todos os materiais:				
6.4.1	Árvores:				
6.4.1.1	Nos taludes e áreas laterais.				
	<i>Laurus nobilis</i>	u	5		
6.6	Execução dos trabalhos de manutenção de acordo com as normas técnicas de projecto e caderno de encargos durante o prazo de garantia idêntico ao da obra geral.	mês	60		
6.7	Execução dos dispositivos de estabilização, aplicados sobre camada de terra vegetal com espessura de 0,10 m aplicada nos taludes, do tipo "Enkamat s" ou similar com espessura 0,02 m ou em alternativa por um geocompósito tipo "Enkamat" ou similar associado	m2	3 407		

A10 - AUTO-ESTRADA BUCELAS / CARREGADO
SUBLANÇO BUCELAS / ARRUDA DOS VINHOS
SUBLANÇO ARRUDA DOS VINHOS / CARREGADO

Viaduto Sobre a Ribeira da Laje e Rio Grande da Pipa

Mapa de Medições

Nº.	Designação dos Trabalhos	Un.	Quant.	Preço Unit. (Euros)	Total (Euros)
CAPÍTULO XV OBRAS DE ARTE CAP. XV.II - VIADUTOS / PONTES <i>Trabalhos a realizar de acordo com o</i> <i>projecto e satisfazendo o estipulado</i> <i>no caderno de encargos.</i>					
15.2	Execução de Obras de Arte especiais.				
15.2.1	Escavação em terreno de qualquer natureza para a abertura de fundações incluindo abertura de acessos, entivações, esgotos de água, elevação e remoção dos produtos escavados (transporte das terras sobrantes a vazadouro e eventuais indemnizações por depósito), regularização do fundo e eventual desmonte de rocha (qualquer que seja o volume ocorrente).	m3	38 675		
15.2.1A	Escavação na encosta para inserção dos tramos do Viaduto Norte-Sul e do Viaduto Sul-Norte.	m3	21 050		
15.2.2	Aterro e compactação no reenchimento das escavações para fundações, nas condições do Caderno de Encargos, incluindo eventual recurso a empréstimo ou fornecimento de terceiros.	m3	15 775		
15.2.3	Fundações em estacaria:				
15.2.3.1	Em estacas moldadas no terreno, verticais, em betão armado:				
15.2.3.1.3	- com Ø de 2,00 m.	m	480		
15.2.3.5	Carotagem de estacas.	m	100		
15.2.5	Cortinas de estacas-prancha (ensecadeiras), incluindo todos os trabalhos necessários.	m2	1 300		
15.2.7	Betões:				
15.2.7.1	Betão C16/20 em regularização de fundações e sob as lajes de transição, com 0,10 m de espessura.	m3	630		
15.2.7.2	Betão C30/37:				
15.2.7.2.1	Em sapatas e maciços de encabeçamento de estacas.	m3	17 385		
15.2.7.2.2	Em encontros.	m3	1 850		
15.2.7.2.3	Em lajes de transição.	m3	89		

A10 - AUTO-ESTRADA BUCELAS / CARREGADO
SUBLANÇO BUCELAS / ARRUDA DOS VINHOS
SUBLANÇO ARRUDA DOS VINHOS / CARREGADO

Viaduto Sobre a Ribeira da Laje e Rio Grande da Pipa

Mapa de Medições

Nº.	Designação dos Trabalhos	Un.	Quant.	Preço Unit. (Euros)	Total (Euros)
15.2.7.3	Betão C35/45:				
15.2.7.3.1	Na elevação dos pilares.	m3	9 300		
15.2.7.4	Betão C40/50:				
15.2.7.4.1	Em tabuleiros.	m3	40 550		
15.2.7.5	Betão de enchimento de passeios:				
15.2.7.5.1	Betão C30/37.	m3	268		
15.2.7.6	Betão C16/20 em enchimento sob as sapatas.	m3	3 600		
15.2.8	Cofragens e cavaletes:				
15.2.8.1	Nos encontros, em sapatas, maciços de encabeçamento de estacas e lajes de transição.	m2	570		
15.2.8.2	Nos encontros, para betão não à vista.	m2	4 950		
15.2.8.3	Nos encontros, para betão à vista.	m2	2 225		
15.2.8.4	Nos pilares, em sapatas e maciços de encabeçamento de estacas.	m2	9 000		
15.2.8.5	Nos pilares, para betão à vista.	m2	19 900		
15.2.8.6	Nos pilares, para betão não à vista.	m2	13 250		
15.2.8.7	Nos tabuleiros, para betão à vista.	m2	64 650		
15.2.8.8	Nos tabuleiros, para betão não à vista.	m2	48 825		
15.2.8.14	Cimbres para a construção por avanços em consola do tabuleiro, incluindo estruturas para a execução dos fechos e cavaletes para a execução dos troços de ligação aos encontros.	vg	1		
15.2.8.15	Bailéus para o tabuleiro, incluindo carrinhos de rolamento e eventuais cavaletes com apoio ao solo.	vg	1		
15.2.8.16	Sistemas de apoio, ancoragem e travamento provisório para impedir as rotações nos pilares.	vg	1		
15.2.8.17	Dispositivos de fixação provisória dos tabuleiros aos encontros.	vg	1		
15.2.9	Aços:				
15.2.9.3	- Aço A 500 nervurado, aplicado em obra.	kg	7 600 000		
15.2.9.4	Aço de pré-esforço incluindo todas as operações e acessórios necessários à realização do pré-esforço:				
15.2.9.4.1	- Longitudinal.	kg	1 450 000		
15.2.9.4.2	- Transversal:				
15.2.9.4.2.1	- Em tabuleiros.	kg	13 500		
15.2.9.4.2.2	- Em pilares.	kg	10 000		
15.2.10	Aparelhos de apoio nos encontros e pilares, colocados em obra:				
15.2.10.1	Móveis:				

A10 - AUTO-ESTRADA BUCELAS / CARREGADO
SUBLANÇO BUCELAS / ARRUDA DOS VINHOS
SUBLANÇO ARRUDA DOS VINHOS / CARREGADO

Viaduto Sobre a Ribeira da Laje e Rio Grande da Pipa

Mapa de Medições

Nº.	Designação dos Trabalhos	Un.	Quant.	Preço Unit. (Euros)	Total (Euros)
15.2.10.1.1	Do tipo "pot-bearing", unidireccionais, no encontro do lado Sul (Bucelas), com $N_{máx.} = 7500$ kN, $H_{transv.} = 2750$ kN e $d_{máx.} = \pm 425$ mm.	u	4		
15.2.10.1.2	Do tipo "pot-bearing", unidireccionais, no tabuleiro esquerdo do encontro do lado Norte (Carregado), com $N_{máx.} = 8500$ kN, $H_{transv.} = 4500$ kN e $d_{máx.} = \pm 500$ mm.	u	2		
15.2.10.1.3	Do tipo "pot-bearing", unidireccionais, no tabuleiro direito do encontro do lado Norte (Carregado), com ($N_{máx.} = 6500$ kN, $H_{transv.} = 3500$ kN e $d_{máx.} = \pm 500$ mm).	u	2		
15.2.10.1.4	Do tipo "pot-bearing", unidireccionais, nos pilares P1 e P12, com $N_{máx.} = 32500$ kN, $H_{transv.} = 6750$ kN e $d_{máx.} = \pm 400$ mm.	u	8		
15.2.10.1.5	Do tipo "pot-bearing", unidireccionais, nos pilares P2 e P11, com $N_{máx.} = 32500$ kN, $H_{transv.} = 6750$ kN e $d_{máx.} = \pm 350$ mm.	u	8		
15.2.10.1.6	Do tipo "pot-bearing", unidireccionais, nos pilares P10, com $N_{máx.} = 32500$ kN, $H_{transv.} = 6750$ kN e $d_{máx.} = \pm 300$ mm.	u	4		
15.2.10.1.7	Do tipo "pot-bearing", unidireccionais, nos pilares P13, com $N_{máx.} = 32500$ kN, $H_{transv.} = 6750$ kN e $d_{máx.} = \pm 425$ mm.	u	4		
15.2.10.1.8	Do tipo "pot-bearing", unidireccionais, no pilar P14D, com $N_{máx.} = 22000$ kN, $H_{transv.} = 4500$ kN e $d_{máx.} = \pm 475$ mm.	u	2		
15.2.10.2	Fixos:				
15.2.10.2.1	Do tipo "pot-bearing", fixos, nos pilares P3 a P9, com $N_{máx.} = 32500$ kN, $H_{long.} = 6000$ kN e $H_{transv.} = 6250$ kN.	u	28		
15.2.10.3	Multidireccionais:				
15.2.10.3.1	Do tipo "pot-bearing", multidireccionais, nos pilares P14E e P5D, com $N_{máx.} = 22000$ kN, $d_{máx. long.} = \pm 475$ mm e $d_{máx. Transv.} = \pm 100$ mm.	u	4		
15.2.13	Aparelhos de amortecimento das acções dinâmicas, colocados em obra:				
15.2.13.1	Com $F_{máx.} = 1250$ kN, $d_{máx.} = \pm 425$ mm e $d_{sismo} = \pm 100$ mm, no encontro do lado Sul (Bucelas).	u	4		
15.2.13.2	Com $F_{máx.} = 1250$ kN, $d_{máx.} = \pm 500$ mm e $d_{sismo} = \pm 100$ mm, no encontro do lado Norte (Carregado).	u	4		
15.2.14	Fornecimento e assentamento de aglomerado negro de cortiça.				
15.2.14.1	Com 0,01 m de espessura.	m2	30		
15.2.15	Fornecimento e assentamento de juntas de dilatação, estanques, sobre a faixa de rodagem, separador e passeios, incluindo módulos especiais para adaptação aos lancis, peças acessórias e demais elementos necessários.				
15.2.15.1	Com ± 425 mm no encontro do lado Sul (Bucelas).	m	36		

A10 - AUTO-ESTRADA BUCELAS / CARREGADO
SUBLANÇO BUCELAS / ARRUDA DOS VINHOS
SUBLANÇO ARRUDA DOS VINHOS / CARREGADO

Viaduto Sobre a Ribeira da Laje e Rio Grande da Pipa

Mapa de Medições

Nº.	Designação dos Trabalhos	Un.	Quant.	Preço Unit. (Euros)	Total (Euros)
15.2.15.2	Com ± 500 mm no encontro do lado Norte (Carregado).	m	36		
15.2.16	Guarda-corpos (guarda metálica) incluindo selagem, metalização, montagem e pintura.	m	2 661		
15.2.17	Tubos de PVC para colocação de cabos no interior dos passeios:				
15.2.17.1	- tritubo com Ø de 40 mm.	m	2 677		
15.2.17.2	- com Ø de 90 mm.	m	5 354		
15.2.18	Caixas para enfiamento de cabos nas extremidades da obra, incluindo tampa, aro e esgoto.	un	4		
15.2.19	Caixas de visita e ligação de cabos embebidos nos passeios, incluindo tampa, aro e esgoto.	u	20		
15.2.20	Esgotos de águas pluviais, incluindo caixa de recepção e grelha, colocados:				
15.2.20.1	- Nas faixas de rodagem.	u	89		
15.2.20.2	- No separador central.	u	29		
15.2.21	Revestimento de passeios e separador central:				
15.2.21.1	Em reboco liso com 0,02 m de espessura nos passeios.	m2	1 339		
15.2.23	Vigas de bordadura pré fabricadas, em betão armado, incluindo assentamento.	m	2 668		
15.2.24	Revestimento betuminoso nas faixas de rodagem e bermas, incluindo regas de colagem:				
15.2.24.1	Com 0,04 m de espessura em camada de regularização em betão betuminoso.	m2	42 790		
15.2.24.2	Com 0,04 m de espessura em camada de desgaste em betão betuminoso rugoso.	m2	42 790		
15.2.25	Guarda metálica de segurança colocada nos passeios e no separador central, com prumos afastados de 2 m, incluindo fixação dos prumos e todos os materiais necessários:				
15.2.25.1	- Guarda dupla (nos passadiços).	m	2 677		
15.2.27	Dispositivos anti-encandeamento colocados no topo das guardas de segurança, incluindo fixações e todos os trabalhos necessários.	u	1 673		
15.2.28	Delineadores unidireccionais colocados em obra, espaçados de 12 m, incluindo fixações e todos os trabalhos necessários, em:				
15.2.28.1	Guardas de segurança.	u	224		
15.2.28.2	Aplicados directamente no pavimento.	u	224		

A10 - Auto-Estrada Bucelas / Carregado

Viaduto sobre a ribeira da Laje e rio Grande da Pipa - Projecto de Execução - Mapa de Medições

8 / 10

A10 - AUTO-ESTRADA BUCELAS / CARREGADO
SUBLANÇO BUCELAS / ARRUDA DOS VINHOS
SUBLANÇO ARRUDA DOS VINHOS / CARREGADO

Viaduto Sobre a Ribeira da Laje e Rio Grande da Pipa

Mapa de Medições

Nº.	Designação dos Trabalhos	Un.	Quant.	Preço Unit. (Euros)	Total (Euros)
15.2.31	Fornecimento e aplicação de bueiros nos topos das vigas de estribo, em PVC, com:				
15.2.31.3	- Ø de 150 mm.	m	2		
15.2.32	Bueiros em muros de ala e/ou de avenida com Ø de 100 mm, em PVC.	u	161		
15.2.37	Desvio e restabelecimento dos caminhos existentes, nas mesmas condições dos existentes, incluindo todos os trabalhos necessários.	vg	1		
15.2.39	Reabilitação das zonas afectadas pelos trabalhos, incluindo projecto de enquadramento paisagístico.	vg	1		
15.2.40	Campanha de prospecção geológico-geotécnica complementar, de acordo com o estipulado no Caderno de Encargos.	vg	1		
15.2.41	Portas metálicas de acesso aos encontros e pilares.	un	29		
15.2.42	Fornecimento e assentamento de tubos de arejamento com ϕ interior de 150 mm, dotados de rede exterior em aduelas dos caixões dos tabuleiros.	u	1 036		
15.2.43	Fornecimento e assentamento de tubos de PVC com ϕ 150 mm, em descarga de segurança nos tabuleiros, na zona dos pilares, incluindo ralos de pinha.	u	29		
15.2.44	Fornecimento e assentamento de tubos de descarga em PVC, com ϕ interior de 150 mm, nos pilares.	u	29		
15.2.45	Fornecimento e assentamento de alçapões metálicos para o acesso ao interior dos pilares.				
15.2.45.1	Nas aduelas de encabeçamento.	u	29		
15.2.45.2	No coroamento dos pilares.	u	29		
15.2.46	Fornecimento e assentamento de escadas metálicas no interior dos pilares, incluindo plataformas metálicas intermédias.	m	780		
15.2.47	Fornecimento e assentamento de degraus metálicos com ϕ de 12 mm, metalizados e pintados com 1,10 m de desenvolvimento para acesso do interior dos tabuleiros ao interior dos pilares ou aos encontros.	u	124		

A10 - AUTO-ESTRADA BUCELAS / CARREGADO
SUBLANÇO BUCELAS / ARRUDA DOS VINHOS
SUBLANÇO ARRUDA DOS VINHOS / CARREGADO

Viaduto Sobre a Ribeira da Laje e Rio Grande da Pipa

Mapa de Medições

Nº.	Designação dos Trabalhos	Un.	Quant.	Preço Unit. (Euros)	Total (Euros)
15.2.48	Fornecimento e colocação de pegas metálicas com ϕ de 20 mm, metalizadas e pintadas, com $\approx$ 1,50 m de desenvolvimento para acesso do interior dos tabuleiros ao interior dos pilares ou aos encontros.	u	66		
15.2.49	Fornecimento e colocação de manta geotextil filtrante.	m2	670		
15.2.50	Fornecimento e colocação de enrocamento para protecção dos pilares, sobre manta de geotextil filtrante.				
15.2.50.1	Com granulometria 0,40 m no Pilar P4D.	m3	140		
15.2.50.2	Com granulometria 0,50 m nos Pilares P12.	m3	495		
15.2.51	Cobertura fotográfica e videográfica do desenvolvimento dos trabalhos.	vg	1		

A2 – MAPA DE QUANTIDADES DA SOLUÇÃO ESTUDADA

Num.	Descrição	Un	Partes iguais	Dimensões			Quantidades	
				Larg.	Comp.	Parcial	Acum.	Total
1	Cofragem							3.715,92
1.1	Cofragem nas faces exteriores do tabuleiro (betão à vista)	m²						2.173,14
	secção 162,0m–252,0m	m ²	2	0,20	90,00	36,00	36,00	
		m ²	2	2,68	90,00	481,68	517,68	
		m ²	2	1,65	90,00	296,82	814,50	
		m ²	2	3,80	90,00	683,64	1.498,14	
		m ²	1	7,50	90,00	675,00	2.173,14	
1.2	Cofragem nas faces interiores do tabuleiro	m²						1.542,78
	secção 162,0m–164,0m	m ²	2	1,69	2,00	6,74	6,74	
	6	m ²	2	2,21	2,00	8,83	15,57	
	7	m ²	2	2,06	2,00	8,25	23,82	
	8	m ²	1	3,90	2,00	7,80	31,62	
	secção 164,0m–180,0m	m ²	2	1,53	16,00	48,88	80,50	
	6	m ²	2	2,60	16,00	83,26	163,76	
	7	m ²	2	2,06	16,00	65,98	229,75	
	8	m ²	1	3,90	16,00	62,40	292,15	
	secção 180,0m–182,0m	m ²	2	1,60	2,00	6,39	298,54	
	6	m ²	2	2,93	2,00	11,71	310,24	
	7	m ²	2	2,16	2,00	8,65	318,89	
	8	m ²	1	3,90	2,00	7,80	326,69	
	secção 182,0m–232,0m	m ²	2	1,83	50,00	182,60	509,29	
	6	m ²	2	2,86	50,00	285,60	794,89	
	7	m ²	2	2,26	50,00	226,20	1.021,09	
	8	m ²	1	3,90	50,00	195,00	1.216,09	
	secção 232,0m–234,0m	m ²	2	1,60	2,00	6,39	1.222,48	
		m ²	2	2,93	2,00	11,71	1.234,19	
		m ²	2	2,16	2,00	8,65	1.242,84	
		m ²	1	3,90	2,00	7,80	1.250,64	
	secção 234,0m–250,0m	m ²	2	1,53	16,00	48,88	1.299,52	
		m ²	2	2,60	16,00	83,26	1.382,78	
		m ²	2	2,06	16,00	65,98	1.448,76	
		m ²	1	3,90	16,00	62,40	1.511,16	

secção 250,0m–252,0m	m ²	2	1,69	2,00	6,74	1.517,91
	m ²	2	2,21	2,00	8,83	1.526,74
	m ²	2	2,06	2,00	8,25	1.534,98
	m ²	1	3,90	2,00	7,80	1.542,78

Num.	Descrição	Un	Partes iguais	Dimensões		Quantidades		
				Área	Comp.	Parcial	Acum.	Total
2	Betão							
2.1	Betão C40/50 em tabuleiros	m³						1.276,73
	secção 162,0m–164,0m	m ³	1	18,43	2,00	36,86	36,86	
	secção 164,0m–180,0m	m ³	1	16,29	16,00	260,70	297,56	
	secção 180,0m–182,0m	m ³	1	13,30	2,00	26,60	324,15	
	secção 182,0m–232,0m	m ³	1	12,44	50,00	621,88	946,04	
	secção 232,0m–234,0m	m ³	1	13,30	2,00	26,60	972,64	
	secção 234,0m–250,0m	m ³	1	16,29	16,00	260,70	1.233,34	
	secção 250,0m–252,0m	m ³	1	18,43	2,00	36,86	1.270,19	
	maciço_4s	m ³	4			2,75	1.272,94	
	maciço_2s	m ³	4			1,91	1.274,85	
	maciço_2i	m ³	4			1,20	1.276,05	
	maciço_1i	m ³	4			0,68	1.276,73	

Num.	Descrição	Un	Partes iguais	Dimensões		Quantidades		
				Área	Comp.	Parcial	Acum.	Total
3	Aços							
3.1	Aço A500	kg						134.571,77
	secção A							
	transversal / m	kg	180	2,01	8,82	3.191,08	3.191,08	
		kg	180	2,01	5,06	1.830,71	5.021,78	
		kg	180	2,01	6,50	2.351,70	7.373,48	
		kg	180	2,01	24,56	8.885,81	16.259,29	
		kg	180	2,01	7,96	2.879,93	19.139,22	
		kg	180	2,01	5,36	1.939,25	21.078,47	
		kg	180	1,13	12,56	2.554,91	23.633,38	
		kg	180	1,13	4,98	1.012,93	24.646,31	
		kg	180	1,13	10,88	2.212,99	26.859,30	
		kg	180	1,13	4,98	1.012,93	27.872,23	
	estribos	kg	600	2,01	2,25	2.713,50	30.585,73	

longitudinal	kg	38	2,01	36,00	2.749,68	33.335,41
	kg	18	2,01	36,00	1.302,48	34.637,89
	kg	18	2,01	36,00	1.302,48	35.940,37
	kg	38	2,01	36,00	2.749,68	38.690,05
	kg	22	2,01	36,00	1.591,92	40.281,97
	kg	20	2,01	36,00	1.447,20	41.729,17
	kg	22	1,13	36,00	894,96	42.624,13
	kg	18	1,13	36,00	732,24	43.356,37
	kg	18	1,13	36,00	732,24	44.088,61
	kg	82	2,01	36,00	5.933,52	50.022,13
	kg	20	2,01	36,00	1.447,20	51.469,33
secção B						
transversal / m	kg	180	2,01	8,82	3.191,08	54.660,41
	kg	180	2,01	5,06	1.830,71	56.491,12
	kg	180	2,01	6,60	2.387,88	58.879,00
	kg	180	2,01	24,56	8.885,81	67.764,80
	kg	180	2,01	7,96	2.879,93	70.644,73
	kg	180	2,01	5,36	1.939,25	72.583,98
	kg	180	1,13	12,56	2.554,91	75.138,89
	kg	180	1,13	4,98	1.012,93	76.151,82
	kg	180	1,13	10,88	2.212,99	78.364,81
	kg	180	1,13	4,98	1.012,93	79.377,74
estribos	kg	360	2,01	2,25	1.628,10	81.005,84
longitudinal	kg	18	2,01	36,00	1.302,48	82.308,32
	kg	20	2,01	36,00	1.447,20	83.755,52
	kg	38	2,01	36,00	2.749,68	86.505,20
	kg	30	1,13	36,00	1.220,40	87.725,60
	kg	38	1,13	36,00	1.545,84	89.271,44
	kg	28	1,13	36,00	1.139,04	90.410,48
	kg	91	1,13	36,00	3.701,88	94.112,36
	kg	20	1,13	36,00	813,60	94.925,96
	kg	18	0,79	36,00	511,92	95.437,88
	kg	24	0,79	36,00	682,56	96.120,44
secção C						
transversal / m	kg	90	2,01	8,82	1.595,54	97.715,98
	kg	90	2,01	5,06	915,35	98.631,33
	kg	90	2,01	6,60	1.193,94	99.825,27

	kg	90	2,01	24,56	4.442,90	104.268,18
	kg	90	2,01	7,96	1.439,96	105.708,14
	kg	90	2,01	5,36	969,62	106.677,77
	kg	90	1,13	12,56	1.277,45	107.955,22
	kg	90	1,13	4,98	506,47	108.461,69
	kg	90	1,13	10,88	1.106,50	109.568,18
	kg	90	1,13	4,98	506,47	110.074,65
estribos	kg	120	1,13	2,25	305,10	110.379,75
longitudinal	kg	18	2,01	18,00	651,24	111.030,99
	kg	20	2,01	18,00	723,60	111.754,59
	kg	38	2,01	18,00	1.374,84	113.129,43
	kg	30	1,13	18,00	610,20	113.739,63
	kg	38	1,13	18,00	772,92	114.512,55
	kg	28	1,13	18,00	569,52	115.082,07
	kg	91	1,13	18,00	1.850,94	116.933,01
	kg	20	1,13	18,00	406,80	117.339,81
	kg	18	0,79	18,00	255,96	117.595,77
	kg	24	0,79	18,00	341,28	117.937,05
Ancoragens	kg	160	4,91	9,70	7.618,75	125.555,80
37 cordões	kg	24	4,91	1,35	159,08	125.714,88
	kg	40	4,91	1,35	265,14	125.980,02
	kg	34	4,91	1,35	225,37	126.205,39
19 cordões	kg	360	2,01	5,27	3.814,82	130.020,21
	kg	118	2,01	6,34	1.504,20	131.524,41
	kg	40	2,01	4,14	332,53	131.856,94
	kg	20	2,01	4,39	176,48	132.033,42

3.2	Aço de pré-esforço	kg						37.960,28
	cabo parabólico 1	kg	2	40,70	90,58	7.373,24	7.373,24	
	cabo parabólico 2	kg	2	40,70	90,45	7.362,29	14.735,53	
	cabo parabólico 3	kg	2	40,70	90,59	7.374,11	22.109,64	
	cabo parabólico 4	kg	2	40,70	91,00	7.407,04	29.516,68	
	cabos rectos superiores	kg	8	20,90	10,00	1.672,00	31.188,68	
	cabos rectos superiores	kg	16	20,90	4,50	1.504,80	32.693,48	
	cabos rectos inferiores	kg	4	20,90	46,00	3.845,60	36.539,08	
	cabos rectos inferiores	kg	2	20,90	34,00	1.421,20	37.960,28	

