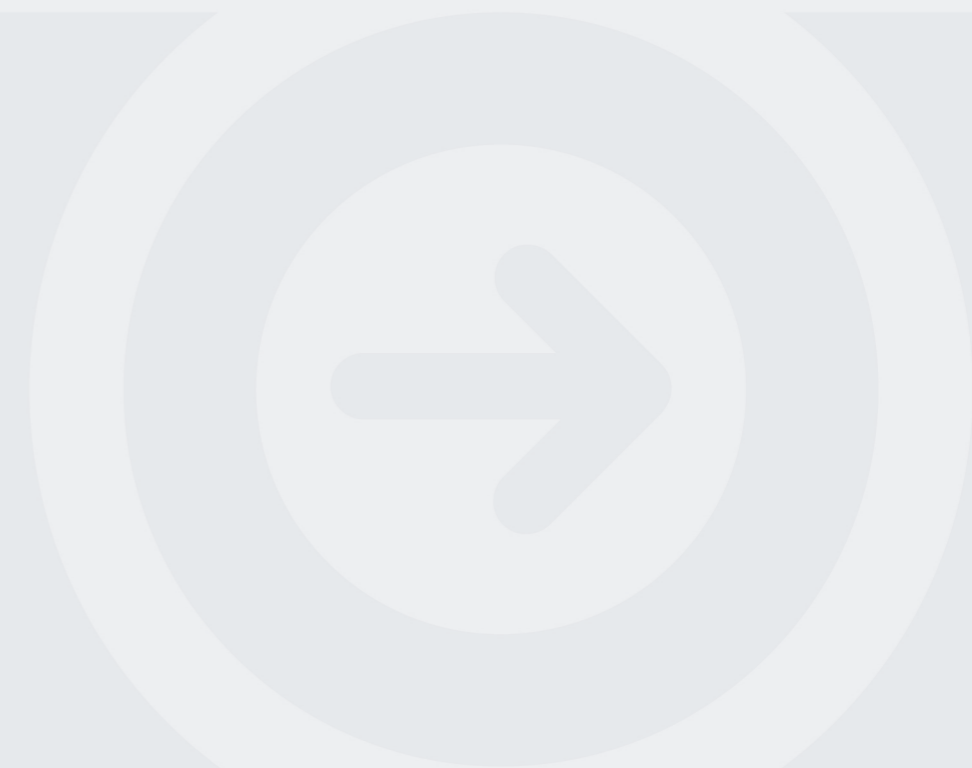


Dimensionamento de soluções de vigas pré- esforçadas por pós-tensão, pré-fabricadas in situ para tabuleiros de pontes e viadutos

BÁRBARA TEIXEIRA BARBOSA
Outubro de 2014



Dimensionamento de soluções de vigas pré-esforçadas por pós-tensão, pré-fabricadas *in situ* para tabuleiros de pontes e viadutos

Bárbara Teixeira Barbosa

22 de Outubro de 2014

Relatório de estágio para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil –
Estruturas



Este trabalho foi desenvolvido no âmbito de um projeto integrado num estágio de natureza profissional na empresa Fercanorte – Estruturas, Lajes e Cofragens, Lda. Teve como intervenientes:

Estagiária: Bárbara Teixeira Barbosa

Supervisor do ISEP: Eng.º José Carlos De Almeida Gouveia Lello

Supervisor da organização: Eng.º Carlos Filipe F. Ribeiro

Aos meus Pais
Aos meus irmãos

"Tudo o que a mente do Homem pode conceber e acreditar, ela pode alcançar"

Napoleon Hill

Agradecimentos

Este trabalho põe fim a mais uma etapa, que seria impossível sem o empenho de algumas pessoas e entidades a quem gostaria de agradecer, nomeadamente:

Em primeiro lugar, gostaria de expressar o meu profundo agradecimento infindo ao meu, Pai e Mãe, por todo o apoio incondicional, por sempre me incentivarem a lutar pelos meus objetivos e por investirem na minha formação.

Ao Engenheiro José Lello, meu orientador, pelos ensinamentos e sugestões transmitidos, orientação e disponibilidade de tempo e informação, que muito contribuíram para a execução deste trabalho.

Ao departamento de Engenharia Civil do Instituto Superior de Engenharia do Porto pela oportunidade que foi dada para a realização de um estágio curricular que permitiu melhor conhecer o mercado de trabalho.

À Empresa Fercanorte pela disponibilidade que me foi oferecida para a realização do estágio, em especial ao Engenheiro Carlos Ribeiro, meu coorientador, por toda a disponibilidade concedida, atenção e interesse dedicado ao meu trabalho. Aos Engenheiros Tiago Alves e Nuno Ribeiro e a todos os colaboradores que nela laboram, agradeço pelos momentos de discussão e pela visão crítica e objetiva, que muito contribuíram para a elucidação de questões que surgiram durante o período em que estive presente.

E por fim agradeço os meus amigos, namorado e colegas, que sempre me acompanharam e apoiaram, com boa disposição e carinho, para conseguir concluir com sucesso esta fase.

Resumo

O presente relatório tem como principais objetivos demonstrar os trabalhos efetuados ao longo do estágio realizado na empresa Fercanorte, uma empresa que se dedica ao projeto de lajes pré-esforçadas e que pretende evoluir nas áreas de construção.

Também tem como principal finalidade desenvolver e descrever aspetos gerais relativamente à conceção e dimensionamento de soluções para tabuleiros de pontes e viadutos, com recurso a vigas pré-fabricadas *in situ* em betão armado e em sistema de pós-tensão, permitindo, assim, a evolução de vias de comunicação e meios de transporte numa dada região.

O que se pretende, então, será o dimensionamento de duas formas geométricas, vigas “I” e “T”, que cumpram a verificação dos estados limites últimos e de utilização para uma vasta gama de vãos. Ou seja, conseguir dimensionar vigas com dimensões “standard”, fazendo variar apenas a altura da alma, de forma a ser economicamente viável a sua produção e podendo ser utilizadas em grande parte dos vãos a alcançar.

A abordagem deste tema inicia-se com a modelação de um viaduto de dimensões genéricas, constituído por vigas simplesmente apoiadas. Em pontes com estas características é de fácil perceção a contribuição dos apoios para uma simplicidade no dimensionamento dos elementos estruturais das respetivas soluções. O que torna o processo complexo será na compreensão das cargas atuantes neste tipo de estruturas, bem como na pormenorização das disposições construtivas que estas soluções exigem.

Neste relatório faz-se também uma abordagem e comparação de soluções de vigas com afastamentos distintos, recorrendo a estruturas pré-fabricadas (como pré-lajes) e de soluções de vigas adjacentes, que recorre a elementos betonados *in situ*. O que se pretende é minimizar a utilização de cofragens para a construção de obras de arte correntes.

Um ponto que sobressai neste relatório é a comparação entre a utilização de cordões não aderentes, quando possível, com a de cabos aderentes, já que não é muito comum o uso de cordões não aderentes nas soluções transversais de obras de arte correntes. O motivo que levou a estudar o uso de cordões não aderentes consistiu em demonstrar as diferenças de uma e outra solução, tentando encontrar a mais económica, apesar da sua especificação na montagem da disposição dos cordões na secção ser exigente, de acordo com os regulamentos nacionais.

PALAVRAS-CHAVE: Ponte vigada, pré-esforço aderente e não aderente, pré-fabricação *in situ*.

Abstract

The aim of this report is to show the work developed during my internship at the company "FERCANORTE", which work is focused in sizing of prestressed slabs and has the goal to grow and evolve at the construction areas.

Another purpose of this work is to develop and describe general aspects of conception and sizing of bridges and viaducts boards using pre-manufactured beams *in situ* in reinforced concrete in post-tension system, allowing by this, the evolution of routes and transportation facilities in some area.

Specifically, it is going to be done the sizing of two different geometrical shapes - "I" and "T" beams - which has to verify the ultimate and service state limits for a few list of spans. To reach this purpose it is going to be used standard beams measurements changing only its height in the way of successful production and utilization.

The approach of this theme begins with a generic dimensions viaduct modeling, consisting in simply supported beams. In this kind of bridges it is easy to know the efforts contribution in the supports for the structural sizing. However the understanding of the acting loads in this structures is not that easy because of the constructive provisions required.

In this report is also made the comparison between beams with different distances using pre-manufactured structures - pre-slabs - and solutions of adjacent beams using concreted elements *in situ*. The aim is to minimize the use of formwork in construction of bridges.

One important issue in this report is the comparison of unbonded and bonded prestressing utilization since the use of the first technology is not very common. By this statement the finality is to know which one is economically viable, according with national legislation.

Keywords: Bridge beams; bonded and unbonded prestressing; prefabrication *in situ*.

Índice Geral

1. INTRODUÇÃO	1
1.1. OBJETIVOS DO ESTÁGIO	1
1.2. ORGANIZAÇÃO DO RELATÓRIO.....	2
1.3. PONTES, VIADUTOS E PASSAGENS SUPERIORES E INFERIORES	3
1.4. CONTEXTO HISTÓRICO	5
1.5. A TECNOLOGIA DO PRÉ-ESFORÇO	12
1.5.1. Vantagens/Desvantagens do betão pré-esforçado	17
1.5.2. Componentes de um sistema de pré-esforço.....	20
1.5.3. Sistemas de pré-esforço	24
2. ASPETOS DE CONCEÇÃO DE PONTES.....	26
2.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS.....	26
2.2. TIPOS DE SECÇÕES TRANSVERSAIS DAS VIGAS.....	26
2.2.1. Vigas com secção transversal “T”	28
2.2.2. Vigas com secção transversal “T”	30
2.3. SISTEMAS ESTRUTURAIS LONGITUDINAIS	30
2.3.1. Tabuleiros isostáticos.....	31
2.3.2. Tabuleiros isostáticos com laje contínua	31
2.3.3. Tabuleiros contínuos com ligação entre vigas realizadas na zona dos apoios (hiperstáticos).....	32
2.4. COLOCAÇÃO DAS VIGAS	33
3. MATERIAIS	36
3.1. BETÃO ESTRUTURAL	36
3.2. ARMADURA PARA BETÃO ARMADO E PRÉ-ESFORÇADO	39
3.2.1. Armaduras ordinárias.....	40
3.2.2. Armaduras de pré-esforço.....	41
4. QUANTIFICAÇÃO DAS AÇÕES E COMBINAÇÃO DE AÇÕES SEGUNDO O REGULAMENTO DE SEGURANÇA E AÇÕES PARA ESTRUTURAS DE EDIFÍCIOS E PONTES.....	44
4.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS.....	44
4.2. AÇÕES PERMANENTES.....	44
4.2.1. Ação do peso próprio.....	44
4.2.2. Ação das restantes cargas permanentes	45
4.2.3. Ação do pré-esforço.....	47
4.2.4. Efeitos diferidos	48
4.2.4.1 Retração.....	48
4.2.4.2 Fluência	50
4.3. AÇÕES VARIÁVEIS	54

4.3.1. Ações de tráfego	54
4.3.2. Ações da faixa de rodagem.....	55
4.3.3. Ações em passeios.....	55
4.4. COMBINAÇÕES DE AÇÕES	56
4.4.1. Estados limite de utilização (ELS)	56
4.4.2. Estados limite últimos (ELU).....	57
5. VERIFICAÇÃO E ANÁLISE DA SEGURANÇA DA ESTRUTURA	59
5.1. REGULAMENTAÇÃO.....	59
5.2. DURABILIDADE E RECOBRIMENTO DAS ARMADURAS	59
5.3. ANÁLISE ESTRUTURAL.....	61
5.3.1. Características das secções transversais adotadas	61
5.3.2. Largura efetiva	65
5.3.3. Faseamento construtivo	66
5.3.4. Esforços de cálculo.....	68
5.3.5. Traçados do pré-esforço	73
5.3.5.1 Características dos traçados parabólicos.....	76
5.4. ESTADOS LIMITE DE UTILIZAÇÃO (ELS)	78
5.4.1. Estado limite de fendilhação	78
5.4.1.1 Estado limite de descompressão.....	79
5.4.1.2 Estado limite de formação de fendas.....	79
5.4.1.3 Verificação da máxima tensão máxima de compressão	80
5.4.2. Limitação de tensões	80
5.5. ESTADOS LIMITE ÚLTIMOS (ELU).....	81
5.5.1. Estado limite último de flexão.....	81
5.5.2. Estado limite último de esforço transversal.....	84
5.5.3. Dimensionamento da laje	88
5.5.4. Estado limite último de flexão.....	92
5.5.5. Estado limite último de esforço transversal.....	99
5.5.5.1 Armadura da junta de betonagem	99
5.5.6. Disposições construtivas	102
5.5.6.1 Vigas.....	102
6. VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA NAS ZONAS DAS ANCORAGENS.....	104
6.1. REGULAMENTAÇÃO.....	105
6.2. VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA AO ESMAGAMENTO DO BETÃO	106
6.3. ARMADURAS DE REFORÇO NA ZONA DAS ANCORAGENS	108
7. PERDAS DE PRÉ-ESFORÇO	112
7.1. PERDAS POR ATRITO	113
7.2. PERDAS POR REENTRADA DAS CUNHAS.....	114
7.3. PERDAS POR DEFORMAÇÃO INSTANTÂNEA DO BETÃO.....	115

7.4. PERDAS POR RETRAÇÃO DO BETÃO	116
7.5. PERDAS POR FLUÊNCIA DO BETÃO	117
7.6. PERDAS POR RELAXAÇÃO DAS ARMADURAS	118
8. DISCUSSÃO E CONCLUSÃO DOS RESULTADOS OBTIDOS	129
8.1. ORÇAMENTAÇÃO	129
8.2. CONCLUSÃO E DISCUSSÃO DE RESULTADOS	132
REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICAS.....	134
ANEXO I – CARACTERÍSTICAS FINAIS DAS VIGAS.....	136
ANEXO II – PERCENTAGENS DE ESFORÇOS DAS VIGAS	137
ANEXO III – MOMENTOS FLETORES E ESFORÇO TRANSVERSO NAS VIGAS	143
ANEXO IV – VERIFICAÇÃO DOS ESTADOS LIMITE DE UTILIZAÇÃO	147
ANEXO IV – VERIFICAÇÃO DOS ESTADOS LIMITE ÚLTIMOS	150
ANEXO V – ARMADURA NAS ZONAS DE ANCORAGENS	153
ANEXO VI – ANÁLISE DE CUSTOS	155

Índice Figuras

Figura 1.1 - Centro comercial Dolce Vita, com blocos recuperáveis – Porto	2
Figura 1.2 - Plataforma das Artes – Guimarães, 2011	2
Figura 1.3 – Passagem superior.....	4
Figura 1.4 – Passagem inferior.....	4
Figura 1.5 – Ponte do Freixo, no Porto (António Reis, 1995).....	4
Figura 1.6 – Viaduto de Millau (Arqt. Norman Foster e Eng. Michel Virlogeux, 2004).....	4
Figura 1.7 – Esquema ilustrativo da composição das pontes [1].....	5
Figura 1.8 - Ponte suspensa primitiva sobre uma ravina no Peru. Constituída por cordas de fibras vegetais trançadas.....	6
Figura 1.9 - Ponte pedonais nas florestas de Meghalaya, na Índia.....	6
Figura 1.10 - Ponte Sant'Angelo sobre o rio Tibre.....	7
Figura 1.11 – Ponte de Rialto, Veneza, século XVI.....	8
Figura 1.12 – Ponte 25 de Abril, Lisboa	9
Figura 1.13 – Primeira Ponte em Betão Armado (Monier, 1875)	10
Figura 1.14 – Ponte, de betão armado, Salgina Tobelbrucke (Maillart, 1930).....	10
Figura 1.15 – a) Primeira produção de moldes de betão pré-esforçado. b) Ponte Luzancy sobre o rio Marne, em França (1946), foi a primeira maior ponte do mundo construída a partir de moldes, projetada e construída por Freyssinet [5]	11
Figura 1.16 - Ponte da Vala Nova	11
Figura 1.17 – Introdução de um estado prévio de tensões num a) conjunto de livros b) numa roda de madeira	13
Figura 1.18 - O estado de tensão associado ao pré-esforço contraria o estado de tensão associado às cargas exteriores. [19]	14
Figura 1.19 - Exemplos das cargas equivalentes em vigas [22].....	16
Figura 1.20 – Exemplos das cargas equivalentes em vigas.....	16
Figura 1.21 – Viga hiperstática com o cabo excêntrico [22].....	17
Figura 1.22 – Deformada e reações hiperstáticas da estrutura [22].....	17
Figura 1.23 – Diagramas de esforços transversos, momentos fletores hiperstáticos e momentos isostáticos.	17
Figura 1.24 – Colocação de bandas de monocordões auto embainhados em lajes.....	19
Figura 1.25 – Ponte pré-esforçada em balanços sucessivos	19
Figura 1.26 – Ancoragens em estruturas de suporte.....	20
Figura 1.27 – Pré-esforço exterior para reforço da ponte sobre o rio Zêzere	20
Figura 1.28 – Fios, cordões, cordões auto embainhados, barra roscada.....	21
Figura 1.29 – Ancoragem ativa MSA para cabos de pré-esforço [MK4].....	22

Figura 1.30 – Ancoragem ativa para cordão auto embañhado [MK4].....	22
Figura 1.31 – Acoplador MCR para cabos [MK4].....	22
Figura 1.32 – Acoplador MCU para cordão [MK4].....	23
Figura 1.33 – Ancoragem passiva semiaderente MPSB, para cabos [MK4]	23
Figura 1.34 - Ancoragem passiva para monocordão [Freyssinet].....	23
Figura 1.35 – Macacos hidráulicos. a) Tensionamento de cabos; b) tensionamento de um cordão/monocordão.....	24
Figura 2.1 – Vigas standard da Nova Zelândia [8].....	26
Figura 2.2 - Vigas standard na América do Norte [8]	27
Figura 2.3 - Vigas standard do Reino Unido [8]	27
Figura 2.4 – Pré-lajes com treliças metálicas	28
Figura 2.5 – Secção transversal com vigas “T” afastadas do tabuleiro de uma ponte	29
Figura 2.6 – Secção transversal com vigas “T” do tabuleiro de uma ponte.....	30
Figura 2.7 – Pormenor da ligação de tabuleiros isostáticos com laje contínua [10]	32
Figura 2.8 – Pormenor de ligação na secção dos apoios	33
Figura 2.9 – Grua móvel	34
Figura 2.10 – Modelo de viga pré-fabricada [21]	34
Figura 2.11 – Viga de lançamento	35
Figura 4.1 – Corte transversal do tabuleiro e representação das ações permanentes	45
Figura 4.2 – Vigas de bordadura, dimensões em mm. [Pavicentro].....	46
Figura 4.3 – Guarda-corpos.....	46
Figura 4.4 – Retração de uma peça de betão. [14]	48
Figura 4.5 – Efeito da fluência numa peça de betão retangular [14].....	51
Figura 4.6 – Veículo tipo [RSA]	54
Figura 4.7 – Distribuição da acção da “faca”	55
Figura 4.8 – Distribuição da carga concentrada nos passeios	55
Figura 5.1 – Distâncias livres mínimas entre baínhas [EC2]	60
Figura 5.2 – Agrupamento de cordões	61
Figura 5.3 – Suporte para baínhas	61
Figura 5.4 – Definição da secção ao longo da viga.....	62
Figura 5.5 – Secções transversais adotadas, dimensões em (m)	63
Figura 5.6 - Secções transversais adotadas nas faces extremas, dimensões em (m)	64
Figura 5.7 – Distribuição de tensões no banzo comprimido	65
Figura 5.8 – Parâmetros para a determinação da largura efetiva	65
Figura 5.9 – Definição de l_0 , para o cálculo da largura efetiva do banzo.....	66
Figura 5.10 – Faseamento construtivo da obra.....	67
Figura 5.11 – Diagrama de tensões nas fases construtivas.....	67

Figura 5.12 – Características em fase construtiva	68
Figura 5.13 – Modelo do tabuleiro com vigas afastadas e sem afastamento [Robot]	68
Figura 5.14 – Momento máximo na viga mais esforçada, pela ação do “veículo tipo”	70
Figura 5.15 – Esquema de carga rolante da ação do veículo.....	70
Figura 5.16 – Momento máximo na viga mais esforçada, da sobrecarga $Mq3$	71
Figura 5.17 – Gráfico de percentagem de esforços referentes das restantes cargas permanentes e sobrecargas na viga I – 60	72
Figura 5.18 – Gráfico de percentagem de esforços referentes das restantes cargas permanentes e sobrecargas na viga T – 60.....	72
Figura 5.19 – Gráfico de percentagem de esforços referentes das restantes cargas permanentes e sobrecargas na viga I – 75 para um vão de 14 m.....	73
Figura 5.20 – Posicionamento das ancoragens em vigas simplesmente apoiadas. [Pfeil 1894]	74
Figura 5.21 – Alçado do traçado cabo.....	75
Figura 5.22 – Planta do traçado do cabo, unidades em (m).....	75
Figura 5.23 – Determinação do ponto de inflexão	76
Figura 5.24 – Esquema representativo das parábolas da viga, em planta	77
Figura 5.25 – Diagrama de tensões e extensões de rotura de uma secção.....	81
Figura 5.26 – Tensão do aço de pré-esforço aderente e não aderente	82
Figura 5.27 – Modelo de escoras e tirantes de troço genérico de viga.....	84
Figura 5.28 – Notação da definição de b_w	87
Figura 5.29 – Determinação de $\Sigma\phi$	88
Figura 5.30- Esquema representativo da carga concentrada	90
Figura 5.31 – Esquema representativo da pré-laje apoiada nas vigas	91
Figura 5.32 – Representação das armaduras nas treliças metálicas.	96
Figura 5.33 – Dimensões da treliça	98
Figura 5.34 – Disposição das treliças na pré-laje.....	99
Figura 6.1 – Trajetória das tensões principais num elemento de betão.....	104
Figura 6.2 – Trações na zona superficial junto à força concentrada	104
Figura 6.3 – Definição de distância de regularização, l_{bp}	105
Figura 6.4 – Disposição das forças de tração resultantes de uma força concentrada. a) Aplicada dentro do núcleo central e b) fora do núcleo central.	107
Figura 6.5 - Disposição das forças de tração resultantes de duas forças concentradas	108
Figura 6.6 – Disposição das ancoragens de monocordões	109
Figura 6.7 – Tensionamento de uma ancoragem.....	110
Figura 6.8 – Análise da zona de ancoragens dos quatro cordões	111
Figura 7.1 – Perdas de uma dada secção em sistema de pós-tensão	112
Figura 7.2 – Forças atuantes num troço de cabo	113

Figura 7.3 – Diagrama de tensões do cabo de pré-esforço.....	114
Figura 7.4 – Variação do valor da relaxação com a tensão instalada [15]	118
Figura 7.5 – Esquema representativo dos traçados em corte e planta dos monocordões	119
Figura 7.6 – Gráfico das tensões após perdas por atrito.....	121
Figura 7.7 – Diagrama de tensões após perdas por atrito e reentrada das cunhas (sistema não aderente).....	122
Figura 7.8 – Quantificação das perdas por relaxação.....	125
Figura 7.9 - Diagrama de tensões após as perdas por atrito e por reentrada das cunhas (sistema aderente).....	128

Índice de Quadros

Quadro 1.1 – Quadro das características dos cordões de 7 fios [MK4]	21
Quadro 3.1 – Classes do betão (adaptado do Eurocódigo 2).....	38
Quadro 3.2 – Propriedades dos aços de betão armado	40
Quadro 3.3 - Características mecânicas do aço de armaduras.....	41
Quadro 3.4 – Características mecânicas do aço de pré-esforço	43
Quadro 4.1 - Designação das ações do peso próprio.....	44
Quadro 4.2 – Designação das cargas permanentes.....	45
Quadro 4.3 – Dimensões do tabuleiro	45
Quadro 4.4 – Valores da extensão ϵ_{cs1} [REBAP].....	49
Quadro 4.5 – Valores do coeficiente η [REBAP].....	49
Quadro 4.6 – Valores do coeficiente φ_{f1} [REBAP].....	52
Quadro 4.7 - Valores do coeficiente φ_{f2} [REBAP].....	52
Quadro 4.8 – Valores de retração e fluência	53
Quadro 4.9 – Cargas Q transmitidas por cada eixo do veículo tipo e dimensões de a e b	54
Quadro 4.10 – Coeficientes de redução para ELS.....	56
Quadro 5.1 – Características das secções de vigas “I”	63
Quadro 5.2 – Características das secções de vigas “T”	63
Quadro 5.3 – Características das secções extremas de vigas “I”	64
Quadro 5.4 – Características das secções extremas de vigas “T”	64
Quadro 5.5 – Dimensões das consolas e números de vigas para as soluções com afastamento	69
Quadro 5.6 – Equação dos momentos referente das várias sobrecargas	72
Quadro 5.7 – Raios mínimos	75
Quadro 5.8 – Estados limites de fendilhação para armaduras de pré-esforço.....	78
Quadro 5.9 – Valores recomendados de w_{max} (mm).....	79
Quadro 5.10 – Características das lajes	89
Quadro 5.11 - Largura de distribuição de cargas concentradas em lajes, valores de b_1	90
Quadro 5.12 – Cálculo da largura b_m	91
Quadro 5.13 – Momentos fletores positivos atuantes na laje maciça com $L = 0,75$ m	93
Quadro 5.14 – Momentos atuantes na laje maciça com $L = 1,20$ m	93
Quadro 5.15 – Cálculo da armadura necessária para a laje	93
Quadro 5.16 – Características da pré-laje em fase de construção	94
Quadro 5.17 – Esforços da pré-laje em fase de construção.....	94
Quadro 5.18 – Solução de armadura da pré-laje em fase de construção	94
Quadro 5.19 – Características da laje em fase definitiva	94

Quadro 5.20 – Esforços da laje em fase definitiva.....	95
Quadro 5.21 – Solução de armadura da laje em fase definitiva	95
Quadro 5.22 – Solução da armadura longitudinal da pré-laje para um afastamento de 1,5 m.....	95
Quadro 5.23 – Verificação da encurvadura à compressão de $A_s +$	98
Quadro 5.24 – Verificação da $A_s +$ necessária da treliça	98
Quadro 5.25 – Verificação da $A_s -$ necessária da treliça	98
Quadro 5.26 – Solução da armadura da treliça para um afastamento de 1,5 m	99
Quadro 5.27 – Armadura de costura na ligação viga com laje.....	101
Quadro 5.28 – Armadura de costura na ligação pré-laje com laje	101
Quadro 5.29 – Quadro resumo das soluções de armadura para cada pré-laje.....	102
Quadro 5.30 – Valores de cálculo da tensão de rotura da aderência, f_{bd} , de armaduras ordinárias, em MPa	103
Quadro 5.31 – Emenda de varões de armaduras ordinárias, valores de α_2	103
Quadro 6.1 – Verificação da pressão local no betão	109
Quadro 7.1 – Comprimentos e excentricidades do cabo resultante.....	119
Quadro 7.2 – Definição das parábolas	120
Quadro 7.3 – Perdas instantâneas por atrito (sistema não aderente)	120
Quadro 7.4 – Perdas instantâneas por reentrada das cunhas (sistema não aderente)	122
Quadro 7.5 – Perdas instantâneas (sistema não aderente).....	123
Quadro 7.6 – Condições dos materiais.....	124
Quadro 7.7 – Valor da extensão de retração e do coeficiente de fluência.....	124
Quadro 7.8 – Perdas por atrito (sistema aderente)	127
Quadro 7.9 – Perdas por reentrada das cunhas (sistema aderente).....	127
Quadro 7.10 – Perdas instantâneas (sistema aderente).....	128
Quadro 8.1 – Custo estimado para o vão de 13 m com vigas afastadas a 1,5 m (Sistema não aderente).....	130
Quadro 8.2 - Custo estimado para o vão de 13 m com vigas afastadas a 1,5 m (Sistema aderente)	131

1. Introdução

1.1. Objetivos do estágio

Ao longo deste ano letivo 2013/2014 foi desenvolvido um projeto integrado num estágio de natureza profissional para a finalização do Mestrado em Engenharia Civil na área de Estruturas, no Instituto Superior de Engenharia do Porto. Este estágio teve a finalidade de proporcionar laborar num ambiente empresarial, que é desconhecido de muitos, podendo desenvolver um assunto com um carácter mais prático e dinâmico integrado na realidade social, desenvolvendo ferramentas e modelos de cálculo em projeto, aptidões e competências profissionais na empresa, entre muitas outras.

A ânsia de construir aceleradamente e com os menores recursos possíveis, devido à concorrência dos mercados de construção civil, conduz a uma evolução de tecnologias e aplicação em novas áreas da construção. Para ultrapassar esta questão os intervenientes no processo de construir (empreiteiros, projetistas, donos de obra, entre outros) procuram desenvolver soluções construtivas, dependendo das carências das regiões, adaptando a necessidade de construir um grande número de obras num prazo curto de tempo. Foi proposto, então, o desenvolvimento de soluções de vigas para a conceção de projetos de pontes e viadutos, sendo esta área desconhecida pela empresa em questão, permitindo, assim uma capacidade de resposta às necessidades do mercado de construção de vias de comunicação.

O que se pretende é o dimensionamento de elementos standardizados com adaptações à obra a construir envolvendo menos meios, menos mão-de-obra e menos custos.

Neste trabalho pretende-se demonstrar um conjunto de projetos possíveis relativos ao dimensionamento e aplicação do pré-esforço em vigas, a partir da análise de todas as verificações de segurança da estrutura, bem como a demonstração de todas as decisões tomadas tais como a definição dos traçados e excentricidades dos cabos, até à utilização de cordões aderentes ou não aderentes.

O estágio foi realizado na Fercanorte – Estruturas, Lajes e Cofragens, Lda, uma empresa de apoio e acompanhamento de projectos e destinada ao desenvolvimento de soluções estruturais em lajes fungiformes nervuradas, lajes pós-esforçadas (monocordões não aderentes), pisos ventilados, pós-escoramento para lajes fungiformes, entre outras. Os escritórios situam-se na Rua do Campo Alegre, no Porto, e o armazém na Rua Bouça dos Estilhadouros, em Alfena – Valongo. Neste momento esta empresa tem alguns projetos em Angola e pretende implementar-se nesta região. Sendo um país que se encontra em construção e de (re)nascimento de uma sociedade, pode ser aliciante numa altura de recessão em Portugal. Para isso terá de acompanhar esse crescimento adotando outras áreas da construção.

O sistema de pré-esforço preconizado na Fercanorte (MK4) realizado com monocordões não aderentes (lubrificados e embainhados) de ancoragens individuais, por pós-tensão, é utilizado como solução em lajes maciças e lajes fungiformes nervuradas. A análise e o dimensionamento das soluções de lajes com pré-esforço são feitos com recurso a software especializado.

Apresentam-se algumas obras de referência, tais como: Centro comercial Dolce Vita – Porto, em 2004; STDN-Edifício Magnum - Porto – 2007; IURD - Viana - Angola – 2010; Plataforma das Artes - Guimarães – 2011.



Figura 1.1 - Centro comercial Dolce Vita, com blocos recuperáveis – Porto



Figura 1.2 - Plataforma das Artes – Guimarães, 2011

1.2. Organização do relatório

Este trabalho está organizado em oito capítulos principais, que descrevem o trabalho realizado durante o estágio, apresentando o desenvolvimento do estudo do ponto de vista teórico e prático.

No capítulo 1 são mencionadas considerações iniciais, abordando as diferenças que existem na definição de pontes e viadutos, bem como a sua classificação, uma abordagem da tecnologia do

pré-esforço e as evoluções que ocorreram desde os primórdios até aos dias de hoje na construção de pontes, e como surgiu esta tecnologia.

O capítulo 2 destina-se à exposição teórica das secções transversais adotadas, demonstrando um estudo feito das soluções mais correntes e uma descrição dos sistemas longitudinais mais comuns para a construção de obras de arte correntes.

No capítulo 3, “Materiais”, faz-se uma descrição dos materiais usados, comparando as suas características mecânicas.

No capítulo 4 trata-se da abordagem à aplicação das ações a considerar e também faz-se referência de alguns equipamentos utilizados para a execução de um tabuleiro de ponte.

Relativamente ao capítulo 5, apresentam-se de maneira teórica e através de demonstrações elucidativas da análise a efetuar no estudo do viaduto, no que se refere à durabilidade e segurança estrutural. Ainda ao nível deste ponto, no capítulo 6, faz-se a verificação da segurança nas zonas das ancoragens, sendo um aspeto importante para sistemas pós-tensionados. No capítulo 7, trata-se da análise e comparação das perdas de pré-esforço a que os cordões ou cabos estão sujeitos.

Por último, no capítulo 8 “Discussão e conclusão dos resultados obtidos”, é apresentada uma análise comparativa entre as soluções, através dos orçamentos conseguidos e do comportamento estrutural.

1.3. Pontes, Viadutos e Passagens superiores e inferiores

O conceito de viaduto, ponte, passagens superiores e inferiores são confundidos muitas vezes com a mesma denominação, mas o facto é que apresentam descrições completamente distintas.

Designa-se por ponte uma obra de arte, cujo objetivo é transpor uma linha de água de grande importância (rio, mar, lago), ou fazer o atravessamento de vales profundos de rios ou ribeiros. Quando se está perante um vale seco ou uma linha de água pouco importante, esta passagem designa-se por viaduto, que pode ser também um cruzamento com outras vias de comunicação. Estes elementos estabelecem a continuidade de uma via de natureza ferroviária, rodoviária, passagem pedestre, ou mista. As vias de passagem, superior ou inferior, são aquelas que se destinam ao cruzamento de duas vias de comunicação em níveis diferentes, dependendo da hierarquia das vias presentes. Os esquemas das Figura 1.3 e Figura 1.4 esclarecem como se designam essas passagens.

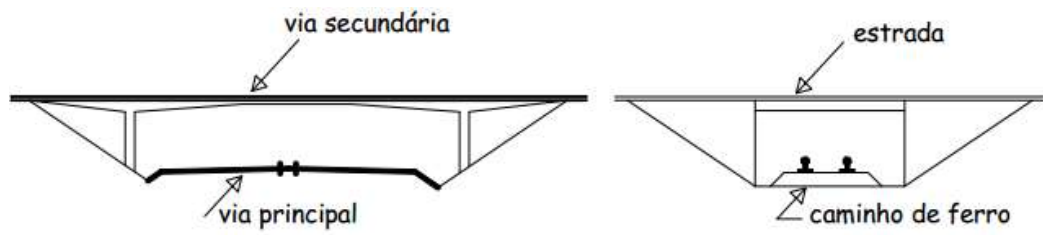


Figura 1.3 – Passagem superior

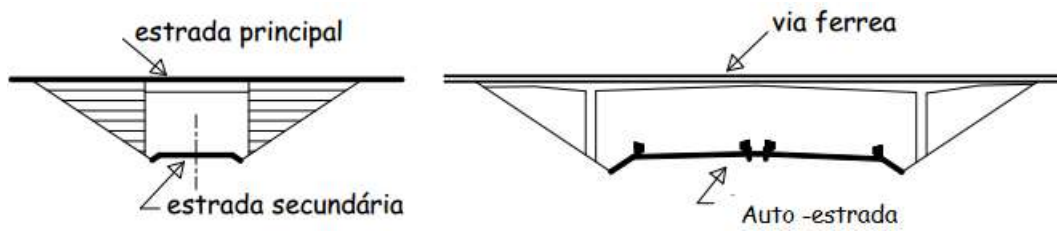


Figura 1.4 – Passagem inferior



Figura 1.5 – Ponte do Freixo, no Porto (António Reis, 1995)



Figura 1.6 – Viaduto de Millau (Arqt. Norman Foster e Eng. Michel Virlogeux, 2004)

Tendo em conta os aspetos estruturais, de uma forma geral, as pontes podem ser subdivididas em superestrutura, infraestrutura e mesoestrutura. A superestrutura é composta por uma estrutura ou sistema principal que tem como função vencer o vão livre, e por uma estrutura secundária que recebe as ações diretas, transmitindo-as para a estrutura principal. A infraestrutura é a parte que recebe as cargas da superestrutura, através dos aparelhos de apoio e transmite-as para as fundações. Os pilares, aparelhos de apoio e encontros constituem a mesoestrutura.

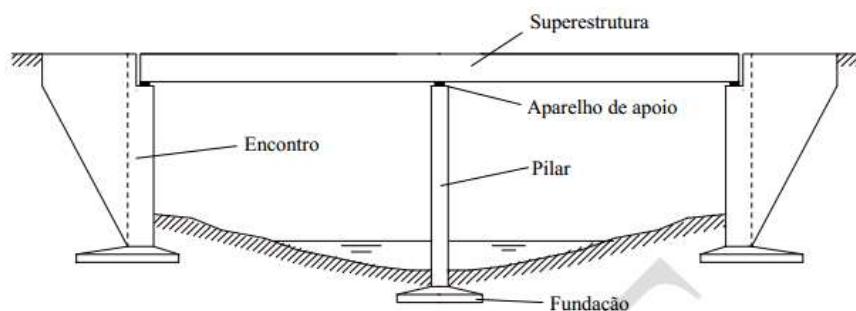


Figura 1.7 – Esquema ilustrativo da composição das pontes [1]

As pontes podem ser classificadas segundo vários critérios, entre os quais de destacam:

- Natureza de tráfego (rodoviário, ferroviário, aeroviário, pedestre, etc);
- Desenvolvimento planimétrico (pontes retas ou curvas);
- Período de utilização (definitiva ou provisória);
- Material da superestrutura (pedra natural, alvenaria, madeira, betão simples, betão armado ou betão armado e pré-esforçado, em aço ou mistas aço-betão);
- Sistema estrutural da superestrutura (vigado, em pórtico, arco, suspensa por cabos e tirantes);

1.4. Contexto histórico

As pontes têm tido um papel importante no progresso e evolução da humanidade. Desde cedo o homem tentou encontrar formas de ultrapassar os obstáculos, desfiladeiros, vales profundos, para encontrar alimento. “Uma pedra ou duas caídas sobre um canal de água de pouca profundidade funcionavam como um ponto de passagem, no entanto para profundos canais de água, um tronco de árvore apoiado sobre as extremidades funcionava melhor” (M.J.Ryall, 2000). Assim, nasceu a ideia base de uma ponte em viga.

As primeiras pontes surgiram de forma natural, pela queda de troncos das árvores sobre os rios, criando a possibilidade de passagens de margem para margem. O homem aperfeiçoou os “incidentes” naturais e passou a criar outras pontes feitas de troncos, de pedras e pranchas, associando-as a outros tantos recursos disponíveis na natureza, como cordas, pedras e travessas feitas com pedaços de madeira, para que se mantivessem intactas.



Figura 1.8 - Ponte suspensa primitiva sobre uma ravina no Peru. Constituída por cordas de fibras vegetais trançadas.

Atualmente, nas florestas de Meghalaya, na Índia, o povo War-Khasis descobriu uma maneira de cruzar os rios, ao direcionar as raízes de uma espécie abundante do local. Foram capazes de criar um sistema natural de pontes que possuem mais de 100 metros de comprimento e pode suportar o peso de 50 pessoas.



Figura 1.9 - Ponte pedonais nas florestas de Meghalaya, na Índia

Com o aparecimento dos metais, depois de 5000 a.C., a substituição do nomadismo pela vida sedentária, o conforto e a durabilidade, passaram a ser considerados na construção de pontes. Na Mesopotâmia, por volta de 4000 a.C., foi construída uma verdadeira ponte em arco quando, no levantamento de uma empena, os tijolos e pedras deslizaram sem cair e tomaram aquela forma, que depois foi aperfeiçoada no Egito (3600 a.C.), na Babilônia (2100 a.C.), na Grécia (450 a.C.), na Pérsia (350 a.C.) e em Roma (200 a.C.). Sem dúvida, o arco é uma das mais brilhantes descobertas do Homem. O princípio do arco foi fundamental em toda a construção e tecnologia de pontes ao longo dos últimos séculos. A sua dinâmica e forma expressiva deram notoriedade a

algumas das melhores estruturas de pontes já alguma vez construídas.

É no séc. III a.C. que os romanos começam a se dedicar à construção de pontes em arco, atingindo um desenvolvimento nas técnicas de construção e projeto nunca antes visto. Com o desenvolver da história, os romanos e chineses aperceberam-se que pontes de madeira submersas em água possuíam um período de uso reduzido. Assim, surge a pedra como um material muito mais resistente e utilizado de forma privilegiada na construção de pontes. Também no Império Romano tiveram origem as pontes de alvenaria, em que o aproveitamento das argamassas e o domínio técnico do arco chegaram a níveis nunca atingidos até àquele momento. Acrescentou-se a esses elementos a invenção de métodos seguros para a construção de fundações submersas, a que se podia aplicar a pozolana, uma espécie de cimento de origem vulcânica.

A pozolana é um material natural ou artificial que quando se combina com a temperatura ambiente e em presença de água, com hidróxido de cálcio forma compostos semelhantes aos originados na hidratação do clínquer portland. Excelente exemplo é a ponte de Sant'Angelo, sobre o rio Tibre, em Roma, com mais de 1.800 anos de existência.



Figura 1.10 - Ponte Sant'Angelo sobre o rio Tibre

O povo romano construía pontes em arco com vãos maiores, o que é possível em pontes de vigas de pedra com maior durabilidade e robustez. Os seus arcos eram traçados de maneira a que os impulsos fossem diretamente direcionados para os apoios, com o intuito de que fosse assegurada a estabilidade provocada pelas forças de compressão existentes no arco. Desta forma, existia a necessidade dos apoios serem largos.

Na idade média as ordens religiosas desempenharam um papel determinante na manutenção e expansão do conhecimento relativo à construção de pontes, aplicando o saber adquirido na construção de cúpulas à construção de pontes em arco. É também nesta época que começam a aparecer pontes com as mais diferentes finalidades: militares, comerciais, residenciais ou mesmo espirituais. A grande contribuição da idade média para a técnica das pontes é a diversificação dos

arcos de suporte, que passaram a incluir os arcos ogivais, não só mais elegantes, como mais seguros e fáceis de construir.

Surgem ordens religiosas especializadas na construção de pontes, como os italianos Fratres Pontifices, que se expandiram para a França, com o nome Frères Pontiffes e para Inglaterra com o nome Brothers of the Bridge.

Durante o período renascentista o apreço pela ciência e matemática nasce pelo empenho de génios como Copérnico, Da Vinci, Francis Bacon. Através de Miguel Ângelo, Brunellesci e Palladio, a construção de pontes passa a merecer especial atenção, particularmente em Itália, onde foi vista como elevada forma de arte. Neste período o aumento das necessidades de deslocação e transporte levou a uma evolução das técnicas construtivas, nomeadamente de projetos de pontes de treliça, como consequência do seu estudo mais aprofundado pelos artistas do renascimento. Provavelmente a ponte mais famosa e mais celebrada deste período foi a Ponte Rialto.



Figura 1.11 – Ponte de Rialto, Veneza, século XVI.

Ainda no período renascentista, a França tornar-se-ia um bastião da engenharia das pontes: o Corps des Ponts and Chaussées, criado por Luís XIV para manter as estradas e as pontes do reino, viria a dar origem no século XVIII à École des Ponts et Chaussées, a primeira escola superior de engenharia civil do mundo.

A revolução industrial começou em Inglaterra no final do séc. XVIII. Com a utilização do carvão e o aparecimento de linhas de produção, eletricidade, máquinas a vapor, novas formas de transporte, como canais e caminhos-de-ferro, e a consequente necessidade de transportar carruagens extensas de cargas elevadas, levou a que as pontes fossem mais fortes, rígidas e de rápida construção, de modo a acompanhar o ritmo elevado do progresso da civilização. Passa o ferro fundido a ser utilizado neste tipo de construções. A primeira ponte a surgir é atribuída a A. Darwy, que em 1779 sobre o rio Serven em Coalbrookdale constrói uma ponte de 5 arcos e com um vão de 30 m. A

partir de então começaram-se a desenvolver grandes construções em treliças metálicas e pontes suspensas.

As pontes em ferro sofreram algumas falhas, as quais provocaram os acidentes mais graves da história da construção de pontes. As vibrações, ventos e as cargas dinâmicas provocadas pelas pesadas máquinas criavam ciclos de tensão nas estruturas dando origem a fenómenos de fadiga no ferro. Começaram a surgir, então, regulamentos, com o intuito de assegurar uma construção mais segura.

A invenção de novos métodos de fabrico do aço, que tem uma maior força de tensão, permitiu a construção de pontes mais aptas para estas novas necessidades. As pontes suspensas modernas surgem nesta época.



Figura 1.12 – Ponte 25 de Abril, Lisboa

O princípio do século XX é caracterizado por um desenvolvimento extraordinário na utilização e compreensão do funcionamento e potencialidades do betão armado. Este desenvolvimento está associado à realização de numerosas patentes, onde se indicam as bases de cálculo e as disposições de armaduras adotadas para diversos elementos estruturais. [2]

Ao mesmo tempo que se desenvolve a construção de pontes metálicas, acelera-se a partir de 1900, a construção de pontes de betão armado, surgindo as pontes de betão pré-esforçado em 1938.

O primeiro a compreender, em teoria, o uso do aço reforçado em betão foi François Hennebique. O seu sistema patentado é caracterizado pela introdução de estribos nas vigas, ligando os varões tracionados à zona de betão comprimido, permitindo uma conceção e execução das obras mais rápido e de qualidade. Robert Maillart pôs em prática a teoria de Hennebique construindo uma série de pontes de betão armado que permanecem hoje como verdadeiras obras de arte e são modelos de simplicidade e elegância. Um exemplo é a ponte de Salgina Tobelbrucke, na Suíça. Mas foi Joseph Monier, o primeiro, a construir uma pequena ponte em arco de betão armado. [3]



Figura 1.13 – Primeira Ponte em Betão Armado (Monier, 1875)



Figura 1.14 – Ponte, de betão armado, Salgina Tobelbrucke (Maillart, 1930)

No que se refere ao betão pré-esforçado, foi Freyssinet o impulsionador desta técnica. A ideia do pré-esforço é antiga, como se viu nos exemplos clássicos anteriormente mencionados.

A aplicação de pré-esforço a peças de betão teve início no séc. XIX e foi o americano P. H. Jackson que patenteou em 1886 um sistema de varões roscados com o objetivo de formar arcos de betão em estruturas, servindo como laje de piso. Em 1888 na Alemanha Doehring patenteou um processo semelhante, com o fim de evitar o aparecimento de fendas no betão. Estas primeiras tentativas não tiveram o sucesso pretendido, devido à baixa tensão do aço de pré-esforço, que era rapidamente dissipada pelos fenómenos de retração e fluência do betão. Graças à contribuição do engenheiro francês Eugene Freyssinet, que elucidou estes factos contabilizando as perdas do pré-esforço por retração e fluência, o pré-esforço teve grande evolução. Pode-se dizer que o sucesso do pré-esforço esteja associado ao aparecimento dos aços de alta resistência, pois na realidade é necessário que os aços sejam tensionados com uma tensão bastante elevada, para que, após as perdas, ainda fiquem com uma tensão residual suficiente para cumprir o seu objetivo. [5]

Foi ainda Freyssinet que utilizou pela primeira vez o pré-esforço por aderência (sem ancoragens nas extremidades), mas foi E. Hoyer, na Alemanha, que fez desenvolver este processo em aplicações práticas.

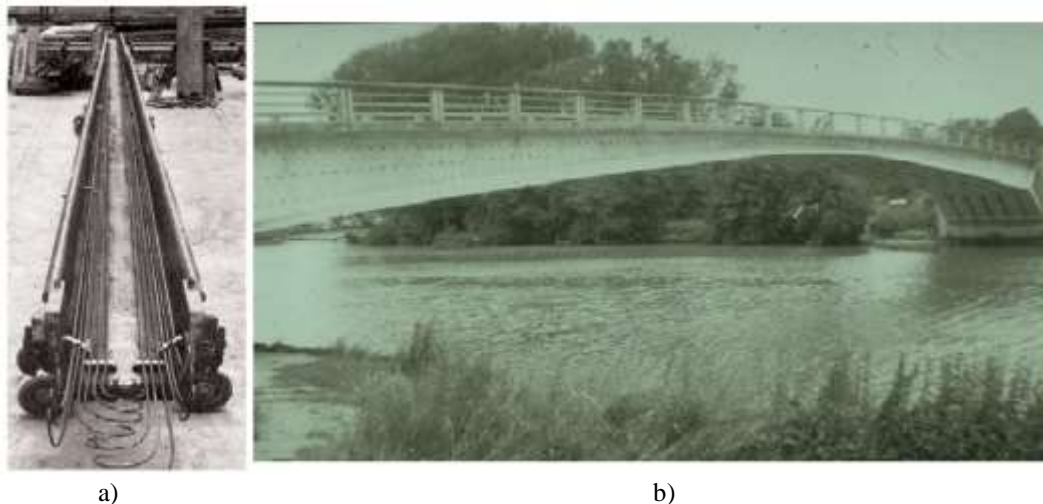


Figura 1.15 – a) Primeira produção de moldes de betão pré-esforçado. b) Ponte Luzancy sobre o rio Marne, em França (1946), foi a primeira maior ponte do mundo construída a partir de moldes, projetada e construída por Freyssinet [5]

Após a 2ª guerra mundial, com a Europa destruída, era imprescindível adotar novas tecnologias na construção, que possibilitassem construções de grande porte. Os trabalhos pioneiros de Freyssinet, Magnel e Hoyer, permitiram esse desenvolvimento, que veio alargar a fronteira da aplicação do betão nas construções. A partir dos anos 50 começaram a construir pontes de betão armado pré-esforçado com vãos superiores a 100 metros.

A primeira obra realizada em Portugal com betão armado pré-esforçado foi a Ponte da Vala Nova, na estrada nacional 118 entre Benavente e Salvaterra de Magos, em 1953/54. Esta ponte é uma estrutura formada por três tramos, simplesmente apoiados, de aproximadamente 12 m cada com um vão de 38 m.



Figura 1.16 - Ponte da Vala Nova

“Sem dúvida que em muitos aspetos a história da construção de pontes é a história da civilização. Através dela podemos medir uma parte importante do progresso de um povo” (Franklin D. Roosevelt citado em Steinman, D.B., Watson, S.R. (1941). *Bridges and Their Builders*).

Abordando um pouco a história da pré-fabricação, a primeira iniciativa desta construção remota ao início do século XIX, com a construção da ponte Tamar Bridge, no Reino Unido [7], onde as suas estruturas foram produzidas num local, e, posteriormente, transportadas para a localização final da obra, sendo que só depois da 2ª Grande Guerra, esta técnica foi desenvolvida a nível mundial. Com uma Europa destruída e numa situação fragilizada foi necessário reconstruir o mais rápido possível as cidades. É neste contexto que surge a ideia da pré-fabricação baseada numa racionalização dos processos construtivos.

Devido a esta ligação ao período pós-guerra e com a construção em massa de milhares de edifícios, a fabricação passou a ter um impacto negativo na construção, sendo significado de fraca qualidade. Atualmente esta compreensão não tem justificação face aos avanços tecnológicos que têm vindo a ser registados nesta área, permitindo uma maior criatividade e elevada qualidade estética e funcionalidade, bem como a redução de custo e tempos. [16]

A pré-fabricação para a construção de tabuleiros de viadutos começa nos anos 30 em alguns países industrialmente mais desenvolvidos da época, sendo o seu uso confinado a obras de pouca importância e de pequeno vão. Nos anos 50 e 60 a conjugação de dois importantes fatores contribuíram para uma maior generalização do uso de soluções pré-fabricadas em viadutos. O primeiro foi o crescimento do tráfego automóvel no pós-guerra, que levou à necessidade de se construir um elevado número de estradas em tempo reduzido, referido anteriormente. O segundo foi o desenvolvimento industrial de sistemas de pré-esforço com cabos de grande comprimento, utilizados em fábricas de pré-fabricação.

No entanto, a pré-fabricação tem sido utilizada entre nós em viadutos com elevada extensão, associada à repetibilidade de vãos, em situações urbanas e tirando partido das vantagens inerentes à diminuição de meios de escoramento durante a construção e, ainda, em projetos de grande envergadura, tirando partido das garantias de qualidade e de prazos de execução associados.

1.5. A tecnologia do Pré-esforço

O betão por si só resiste bem à compressão, mas não tão bem à tração, originando fissuras nas estruturas para níveis de carregamento baixo. De forma a maximizar a utilização da resistência à compressão e minimizar ou eliminar as fissuras, surge a ideia de se aplicar um conjunto de esforços autoequilibrados na estrutura, aparecendo o termo pré-esforço. “Pré-esforço é um artifício que consiste em introduzir, numa estrutura, um estado prévio de tensões, de modo a melhorar a sua resistência ou comportamento, sob ação de diversas condições de carga” (Pfeil, 1984).

Para se perceber melhor este conceito existem exemplos clássicos bastante significativos do cotidiano, que ilustram o princípio do pré-esforço. Imagine-se a situação em que uma pessoa quer transportar um conjunto de livros, como mostra a figura 1.17 a), e para o conseguir carrega horizontalmente, comprimindo-os uns contra os outros, conseguindo mobilizar forças de atrito entre eles, bem como forças verticais nas extremidades, o que permite transportá-los. Expondo de forma mais técnica, a força normal causa tensões prévias de compressão no conjunto de livros, impedindo que caiam, pois o peso próprio dos livros atua no sentido de fazê-los escorregar, como numa viga simplesmente apoiada. Outro exemplo clássico, que nos dias de hoje não é comum mas perceptível, é uma roda de carroça, como apresenta a figura 1.17 b), construída por um aro e vários raios em madeira, montada apenas por encaixe. Em torno da roda é colocado um aro cuja função, além da proteção da madeira, é unificar o conjunto. Isto ocorre porque o aro de aço é aquecido, aumentando o seu diâmetro por dilatação e é nesta fase que é colocado em torno da roda pré-montada. Ao arrefecer o aro tende para o diâmetro inicial, ajustando-se à peça de madeira. Este exemplo demonstra a possibilidade de promover a solidarização de partes de uma estrutura.

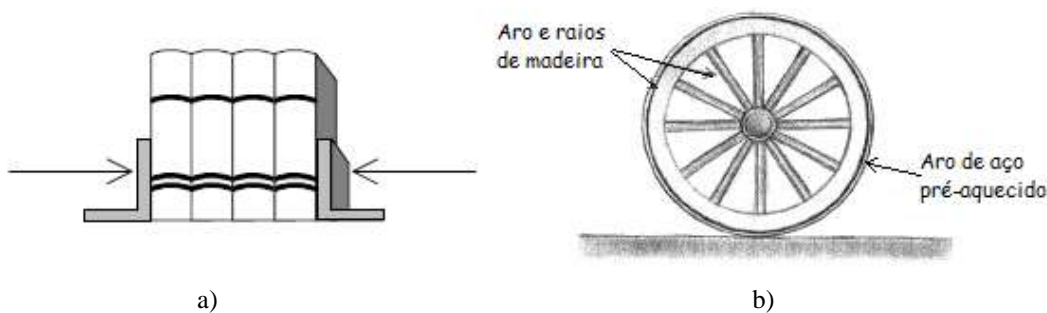


Figura 1.17 – Introdução de um estado prévio de tensões num a) conjunto de livros b) numa roda de madeira

O pré-esforço é a aplicação de esforços, na maioria, em peças de betão, antes do início da sua utilização, contrariando os efeitos das ações exteriores a que estas vão estar sujeitas. Segundo Luciano Jacinto (2007), pode-se dizer que o pré-esforço consiste na introdução de um sistema de forças a uma estrutura, recorrendo a cabos previamente esticados, com o objetivo de criar um estado de tensão interno de sinal contrário ao estado de tensão provocado pelas cargas exteriores [6]. Pode ser aplicado por meio de fios, cordões, cabos ou varões tensionados contra a própria peça de betão.

Segundo Joaquim A. Figueiras (1993), existem três conceitos que podem explicar e analisar o comportamento básico do betão pré-esforçado. [15]

- 1) Pré-esforçar para transformar o betão num material elástico.

Como já foi referido anteriormente, o betão é fraco em trações, por isso é comprimido por cabos de alta resistência para que o betão possa ser submetido a trações. Se não houver tensões de tração,

não existem fendas na secção e todo o betão comporta-se como um material elástico. Então, surgem dois sistemas de forças: o pré-esforço interno e as ações exteriores. Estes dois sistemas são contrabalançados, isto é, as ações exteriores geram tensões de tração na fibra inferior da secção (S) e a força de pré-esforço (P) gera compressões.

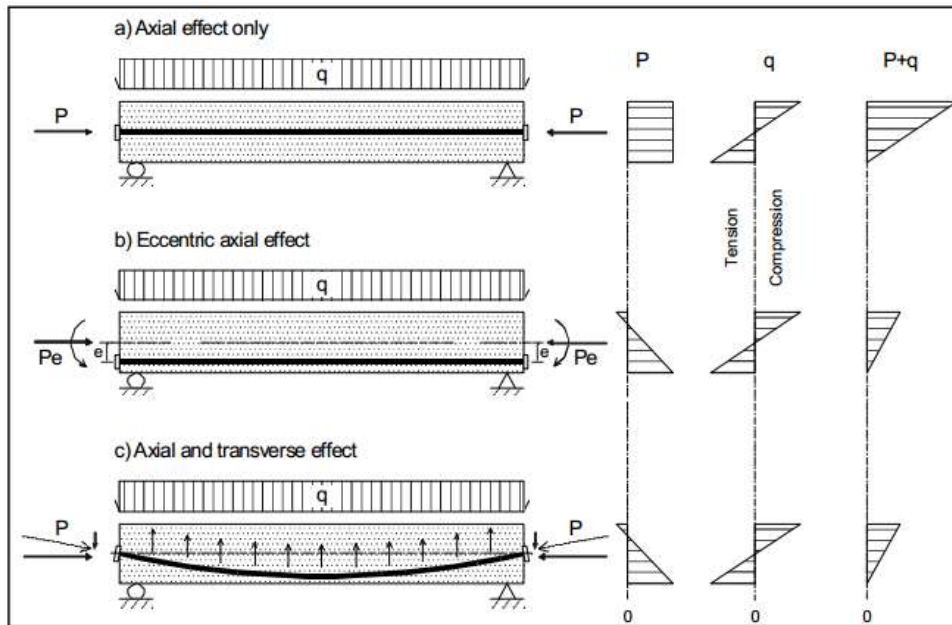


Figura 1.18 - O estado de tensão associado ao pré-esforço contraria o estado de tensão associado às cargas exteriores. [19]

Consideremos uma viga isostática de secção retangular pré-esforçada, com o cabo localizado no seu eixo, como é o primeiro caso da Figura 1.18, sujeita a uma ação exterior uniformemente distribuída (q). A força de pré-esforço (P) origina uma tensão de compressão uniforme no betão (no caso de um tirante de betão):

$$\sigma = \frac{P}{A_c} \quad (1.1)$$

Sendo M o momento provocado pelo peso próprio e cargas exteriores, a tensão numa fibra qualquer dessa secção (S) devido a M será:

$$\sigma = \frac{M \cdot y}{I_c} \quad (1.2)$$

y – distância entre a fibra extrema e eixo neutro;

I_c – momento de inercia da secção (S)

A tensão resultante pode ser obtida pelo princípio da sobreposição de efeitos considerando que o comportamento da viga se mantém em regime elástico (Bernoulli).

$$\sigma = -\frac{P}{A_c} \pm \frac{M.y}{I_c} \quad (1.3)$$

Neste caso, a compressão devido ao pré-esforço, só por si, aumenta consideravelmente o momento de fendilhação.

Comprova-se outra situação quando o cabo é colocado excentricamente em relação ao centro de gravidade da secção, como se pode ver no segundo caso da Figura 1.18. A secção é solicitada pela força P e por um momento P.e. Passa-se a inserir mais uma fração na distribuição de tensões, dependendo onde se situa a armadura de flexão:

$$\sigma = -\frac{P}{A_c} \pm \frac{P.e.y}{I_c} \pm \frac{M.y}{I_c} \quad (1.4)$$

Na terceira situação da Figura 1.18, o traçado do cabo é parabólico e para o cálculo da tensão faz-se o equilíbrio das forças pela parte direita ou esquerda, de forma a avaliar o efeito do pré-esforço na secção a meio vão, através da equação (1.4).

A presença de excentricidade (e) no cabo de pré-esforço leva à redução das deformações, ao aumento do valor do momento de fendilhação, bem como ao aumento do momento resistente, se o pré-esforço for aderente.

Confirma-se assim, que as tensões no betão devido a forças de pré-esforço são dependentes apenas da grandeza e localização da força (P) na secção, independentemente do traçado do cabo ao longo da viga, isto acontece, como foi referido anteriormente, em peças isostáticas.

2) Pré-esforçar para combinar aço de alta resistência com o betão

O betão pré-esforçado, tal como o betão armado, é encarado como uma combinação de 2 materiais (aço e betão), estando o aço a resistir às trações e o betão a suportar compressões.

Para tirar partido do aço de alta resistência é necessário submeter a peça a grandes deformações. Se o aço fosse colocado simplesmente como uma armadura ordinária, o betão sofreria enorme fendilhação antes que se desenvolvessem as tensões a que armadura resiste, sendo assim, é necessário tensionar e ancorar o aço de pré-esforço contra o betão, de forma a manter-se um conjunto ideal, gerando um efeito benéfico às ações exteriores.

3) Pré-esforçar para alcançar a carga equivalente

Basicamente, este conceito é entendido de forma a equilibrar as cargas atuantes e a força de pré-esforço. Isto é, em projeto a força de pré-esforço é analisada como sendo a carga equivalente às ações permanentes (ou parte delas), de maneira a que os elementos sujeitos à flexão não fiquem submetidos a momentos fletores de um dado carregamento.

É de salientar que recorre-se ao estudo de cargas equivalentes quando existem variações no traçado do cabo ou quando se trata de uma estrutura hiperstática.

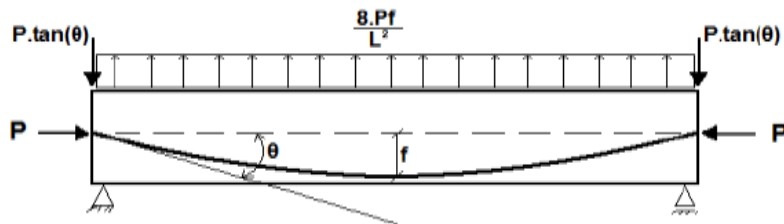


Figura 1.19 - Exemplos das cargas equivalentes em vigas [22]

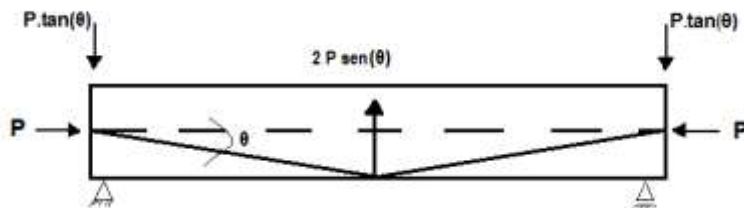


Figura 1.20 – Exemplos das cargas equivalentes em vigas

$$q = \frac{8Pf}{L^2} \quad \text{ou} \quad q = 2Pa \tag{1.5}$$

onde:

$$a = \frac{4f}{L^2} \tag{1.6}$$

q – carga equivalente;

f – flecha;

L – comprimento da parábola completa.

Anteriormente, foram mencionados alguns exemplos de diferentes traçados em estruturas isostáticas. Em seguida, analisar-se-á o comportamento em estruturas hiperstáticas.

Admitindo um sistema hiperstático com um grau de liberdade, em que a viga está assente em 3 apoios, um duplo e dois simples, distanciados de igual modo entre si:

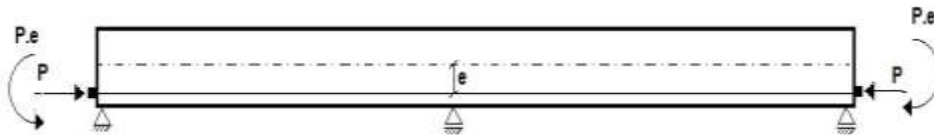


Figura 1.21 – Viga hiperstática com o cabo excêntrico [22]

Esta estrutura vai estar submetida a uma deformada axial e aliada a esta está uma deformação por flexão, devido aos momentos P.e, como vimos anteriormente. Mas neste caso a deformada vai estar restrita, ou seja, vai estar impedida, gerando reações hiperstáticas nos apoios (esforços transversos), correspondendo, no apoio central, à força necessária a aplicar para que o deslocamento seja nulo.

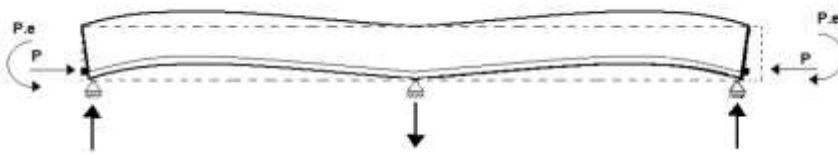


Figura 1.22 – Deformada e reações hiperstáticas da estrutura [22]

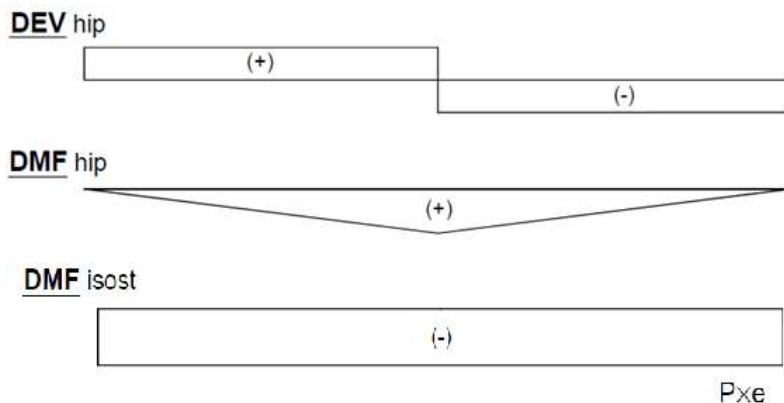


Figura 1.23 – Diagramas de esforços transversos, momentos fletores hiperstáticos e momentos isostáticos.

O diagrama de momentos hiperstáticos é obtido através da expressão:

$$M_{total} = M_{isostático} + M_{hiperstático} \tag{1.7}$$

onde o momento total é o momento provocado pelas cargas equivalentes e o momento isostático é o momento provocado pela força de pré-esforço (P.e).

1.5.1. Vantagens/Desvantagens do betão pré-esforçado

As principais vantagens que este sistema oferece são:

- Permite projetar secções mais esbeltas do que apenas com a utilização de betão armado, devido à pormenorização das armaduras ser menos densa. Como a resistência do aço de pré-esforço é cerca de 3 a 4 vezes superior à resistência da armadura passiva, para a mesma força é necessário 3 a 4 vezes menos área de armadura ordinária, resultando em pormenorizações menos congestionadas o que, conseqüentemente, permite betonar a peça em melhores condições. Isto possibilita uma maior economia, uma utilização racional do betão e da quantidade de aço de alta resistência;
- As estruturas apresentam melhor comportamento em serviço;
- Permite controlar a deformação elástica e limitá-la a valores menores que o betão armado;
- Oferece melhores condições de durabilidade, pois anula as tensões de tração responsáveis pela fissuração, ficando as armaduras mais protegidas. No caso de atuar uma sobrecarga não prevista no projeto, as fissuras que poderão surgir fecham-se, devido à força do pré-esforço, e a estrutura volta ao seu estado inicial;
- Possibilita vencer maiores vãos, pois a partir de uma determinada grandeza a solução em betão armado não é viável.

Em termos económicos, persiste a ideia errada de que o pré-esforço é um sistema caro. Bem pelo contrário, mesmo para vãos em que ainda seria viável uma solução em betão armado, é provável que a solução pré-esforçada seja mais económica. Claro que em vãos pequenos o custo das ancoragens, dispositivos de amarração dos cabos, tem um preço considerável no custo total da obra, no entanto para vãos maiores, a solução pré-esforçada tende a ser mais económica. Como é evidente, o custo final da construção depende também de outros fatores, tais como, a quantidade a aplicar e a facilidade de deslocação ao local.

No entanto o betão pré-esforçado tem algumas desvantagens, tais como:

- Na aplicação do pré-esforço é necessário um cuidado redobrado na exigência da resistência do betão, ou seja, é essencial que os betões apresentem uma resistência relativamente elevada no momento da aplicação do pré-esforço e um melhor controlo de execução;
- Os aços de pré-esforço necessitam de cuidados especiais contra a corrosão;
- As operações deste sistema requerem mão-de-obra e equipamento especializado;
- A colocação dos cabos de pré-esforço deve ser feita com o maior rigor, de modo a garantir as cotas admitidas no projeto. Como a força de pré-esforço é bastante elevada, um pequeno desvio na posição do cabo pode produzir esforços imprevistos, levando a um comportamento inadequado ou até mesmo ao colapso da secção;

De um modo geral, as construções pré-esforçadas exigem atenção e controle superiores aos necessários para o betão armado.

Atualmente, o pré-esforço tem inúmeras aplicações. É aplicado em todo o tipo de pavimentos como lajes fungiformes pós-tensionadas (Figura 1.24); lajes pré-fabricadas; lajes vigadas; em tabuleiros de pontes (Figura 1.25); em fundações como ensoleiramento geral; maciços de encabeçamento de estacas; vigas de fundação; ancoragens de paredes (Figura 1.26); coberturas; zonas de grandes vãos ou de elevadas cargas.

Pode também ser utilizado pré-esforço exterior, em que os cabos se encontram no exterior da secção. Este é muito utilizado no reforço de estruturas, mas também em obras novas. Trata-se de um pré-esforço não aderente (Figura 1.27).

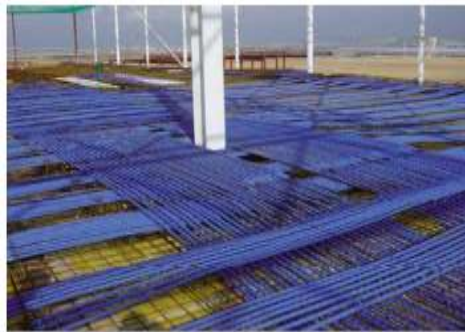


Figura 1.24 – Colocação de bandas de monocordões auto embainhados em lajes



Figura 1.25 – Ponte pré-esforçada em balanços sucessivos



Figura 1.26 – Ancoragens em estruturas de suporte



Figura 1.27 – Pré-esforço exterior para reforço da ponte sobre o rio Zêzere

1.5.2. Componentes de um sistema de pré-esforço

Armadura de pré-esforço

As armaduras de pré-esforço caracterizam-se pela elevada resistência e apresentam três formas comerciais:

- Fios (wire)
- Cordões (strand)
- Barras (bar)

A norma europeia que estabelece as características dos aços de pré-esforço é a norma EN 10138, que se compõe de 4 partes.

A aplicação de fios está ligada à indústria da pré-fabricação, que recorre ao sistema de pré-tensão, e apresentam diâmetros compreendidos entre 3 e 11 mm. Já os cordões são, normalmente, aplicados na pós-tensão, o que não impede de serem utilizados na pré-tensão. Os cordões são formados por 2, 3 ou 7 fios, sendo este último o mais utilizado.

Quadro 1.1 – Quadro das características dos cordões de 7 fios [MK4]

Cordões	Norma	F_{pk}	\varnothing Nominal	Sección Nominal	Masa	Carga Min. Rotura F_{pk}	Relajación en 1000h al 70% de F_{pk}	Carga min. al 0,1% de deformación
			mm	mm ²	g/m	kN		kN
0,6" (15mm)	EN-10138-3	1860 MPa	15,2	140	1095	260	2,50%	224
	ASTM A416M-99	270 ksi	15,24	140	1102	260,7	2,50%	234,6
	BS 5896:1980	1770 MPa	15,7	150	1180	265	2,50%	225
	EN-10138-3	1860 MPa	16	150	1170	279	2,50%	240
0,5" (13mm)	ASTM A416M-99	270 ksi	12,7	98,71	775	183,7	2,50%	165,3
	BS 5896:1980	1860 MPa	12,9	100	785	186	2,50%	158
	EN-10138-3	1860 MPa	13	100	781	186	2,50%	160

Quando um cordão é envolvido numa bainha de polietileno de alta densidade, este é designado como cordão auto embainhado ou monocordão e apresenta um diâmetro, aproximado de 2 cm. Estes são utilizados, geralmente, em pré-esforço exterior e também em lajes. Um conjunto de cordões forma um cabo, onde são agrupados no interior de uma bainha. Existem também barras de aço de alta resistência com diâmetros usais entre 25 a 36 mm, estas podem ser lisas ou roscadas e aplicam-se na pós-tensão em elementos de pequeno comprimento devido ao baixo custo das ancoragens.



Figura 1.28 – Fios, cordões, cordões auto embainhados, barra roscada

Ancoragens de pré-esforço

As ancoragens são peças metálicas onde os cordões ou cabos ficam amarrados por meio de cunhas, e são de 3 tipos:

Ancoragem ativa – onde é realizado o tensionamento.

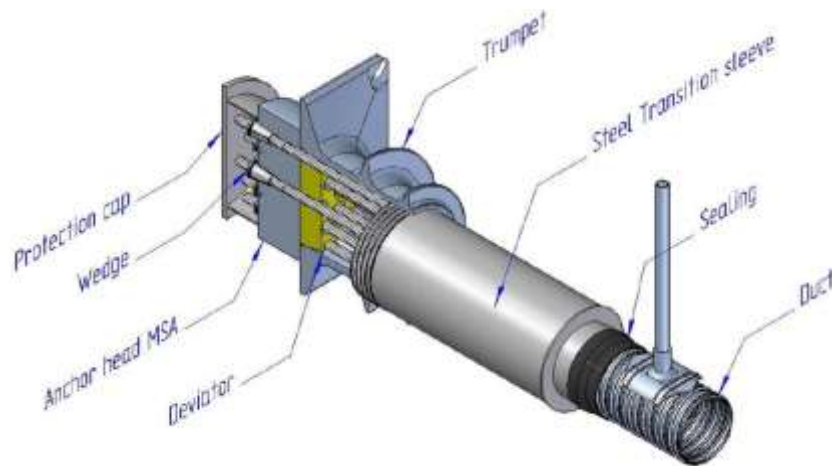


Figura 1.29 – Ancoragem ativa MSA para cabos de pré-esforço [MK4]

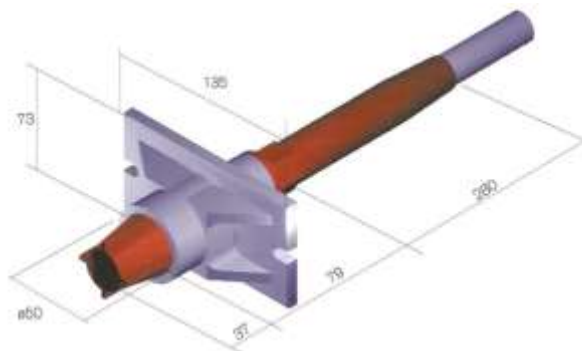


Figura 1.30 – Ancoragem ativa para cordão auto embaílhado [MK4]

Ancoragem de continuidade ou acoplamentos – permitem a continuidade entre dois cabos esticados em fases consecutivas.

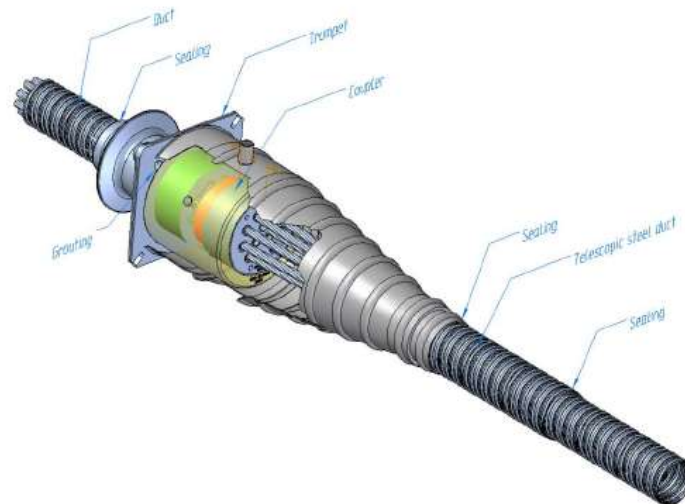


Figura 1.31 – Acoplador MCR para cabos [MK4]

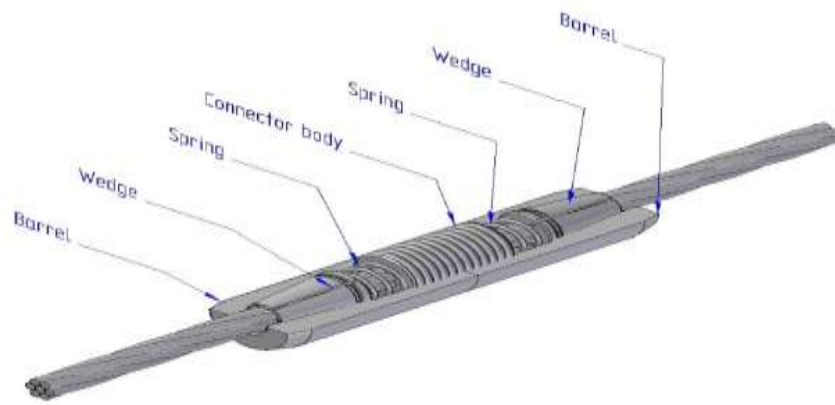


Figura 1.32 – Acoplador MCU para cordão [MK4]

Ancoragem passiva – dispositivos que possibilitam a fixação dos cordões ou cabos ao betão.

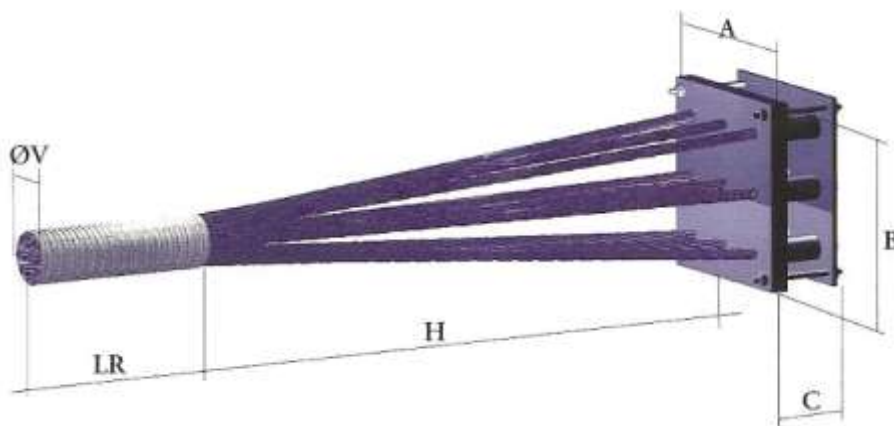


Figura 1.33 – Ancoragem passiva semiaderente MPSB, para cabos [MK4]

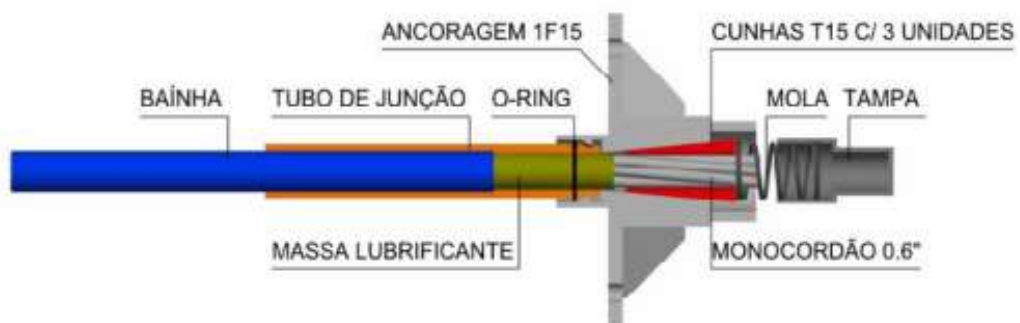


Figura 1.34 - Ancoragem passiva para monocordão [Freyssinet]

Dispositivos de tensionamento do pré-esforço

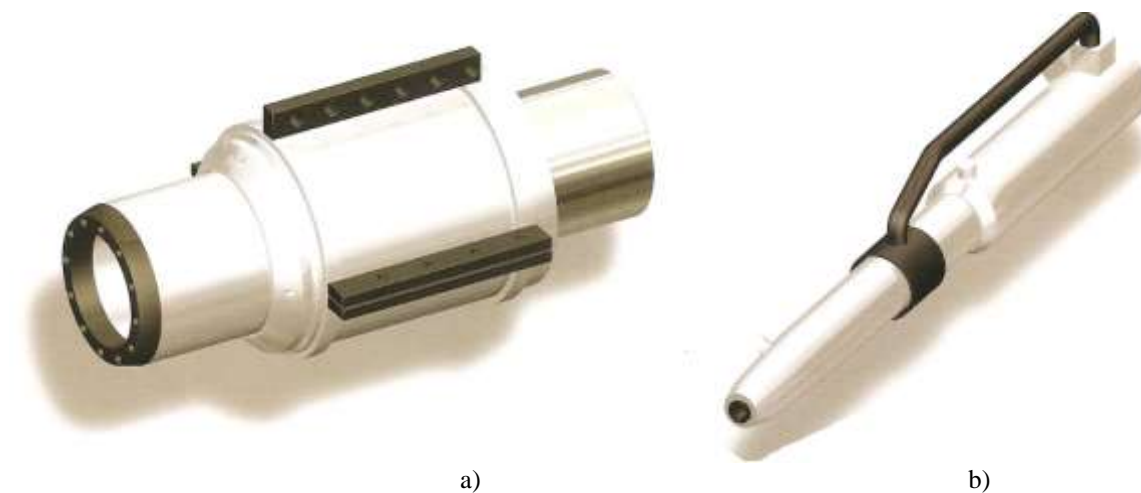


Figura 1.35 – Macacos hidráulicos. a) Tensionamento de cabos; b) tensionamento de um cordão/monocordão

1.5.3. Sistemas de pré-esforço

A classificação dos sistemas de pré-esforço, quanto ao modo de transmissão da força ao betão, pode ser realizada em pré-tensão ou pós-tensão.

Na pré-tensão as armaduras de pré-esforço são tensionadas antes da betonagem da peça e a transmissão da força de pré-esforço ao betão é feita por aderência. Este método é usado na indústria da pré-fabricação.

Na pós-tensão a aplicação do pré-esforço é feita depois da betonagem da peça e quando o betão possuir a resistência necessária para suportar as forças de tensionamento. A transmissão da força de pré-esforço é realizada através de dispositivos colocados nas extremidades dos cabos, designados por ancoragens ativas. Este processo exige o uso de bainhas onde, no seu interior, se encontra o aço de alta resistência. O objetivo destas bainhas é impedir que o betão entre em contacto com o aço no momento da betonagem, o que impediria o esticamento dos monocordões ou dos cabos, sendo estes não aderentes ou aderentes, respetivamente. Este sistema tem inúmeras aplicações, que inclui lajes de edifícios, pontes, ou reforço de estruturas, permitindo uma construção em locais restritos e de requisitos arquitetónicos.

Ainda é possível classificar o pré-esforço, quanto à sua aderência, como aderente ou não aderente. Pode-se dizer que na pré-tensão a transmissão do pré-esforço é sempre aderente, ou seja, o aço está aderente à secção de betão, tal como as armaduras passivas, o que provoca variações de extensão iguais no betão e no aço.

Em pós-tensão a transmissão pode ser feita por aderência, no caso das bainhas, onde é injetada calda de cimento, após terem sido tensionados os cabos, ficando os cordões aderentes.

Se a transmissão for sem aderência, como é o caso da utilização de monocordão, as armaduras mantêm-se desligadas, deslizando no interior da bainha. Regularmente utiliza-se um tipo de graxa que reduz o atrito, melhorando a proteção destas armaduras. Este sistema é característico da aplicação *in situ* em lajes de médios e grandes vãos, como já foi mencionado.

Vantagens da utilização de sistemas não aderentes em pós-tensão: [20]

- Boa proteção contra a corrosão (existem alguns problemas de corrosão em sistemas aderentes, quando a calda é de fraca qualidade);
- É possível controlar o valor de tensão;
- Reduz o valor das perdas por atrito, quando comparadas com o pré-esforço com bainhas injetáveis;
- Conduz a excentricidades favoráveis para a estrutura;
- A flexibilidade destes cordões permite um traçado simples;
- Os equipamentos, como ancoragens e macaco são fáceis de transportar.

Desvantagens de não aderentes em pós-tensão: [20]

- Não mobilizam, em estado limite último, a resistência máxima do aço de pré-esforço;
- Não existindo aderência no betão, uma rotura local implica a desativação total do cordão;
- Não é aconselhável o seu uso em locais de elevado risco de incêndio, é necessário garantir um recobrimento apropriado.

2. Aspectos de conceção de pontes

2.1. Considerações gerais

Num projeto de estruturas, em particular em pontes, é necessário seguir alguns princípios essenciais, tais como aspetos económicos, segurança e durabilidade, viabilidade da construção, condicionamentos topográficos e geotécnicos, impacto que apresenta, determinação do perfil transversal da ponte (faixa de rodagem, passeios e bermas). Quando se recorre à pré-fabricação, mesmo que seja em estaleiro, na fase de conceção há uma série de decisões que têm de ser tomadas e consideradas pelo projetista, nomeadamente o tipo de secção transversal das vigas, o sistema longitudinal que mais se adequa à situação, o tipo e traçado de pré-esforço, execução da laje e pré-laje (se necessário) e o faseamento construtivo mais apropriado.

Neste capítulo são apresentadas algumas soluções atuais das estruturas pré-fabricadas, de forma a explicar um pouco esta técnica e as suas características.

2.2. Tipos de secções transversais das vigas

De acordo com um estudo realizado pela *Transfund New Zealand*, onde se envolveram países como Reino Unido, América do Norte e Austrália, afirma-se que o secções standard mais comuns em pontes são:

- Secção em “I”
- Secção “T” e “T” invertido
- Secção em “U” aberto, fechado ou invertido
- Secção em laje alveolada



Figura 2.1 – Vigas standard da Nova Zelândia [8]

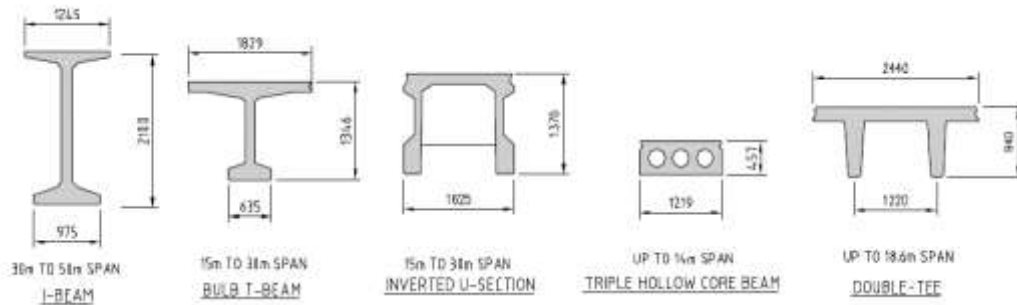


Figura 2.2 - Vigas standard na América do Norte [8]

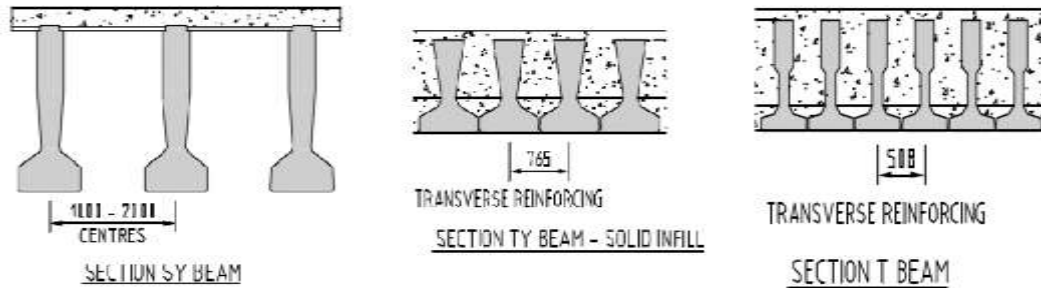


Figura 2.3 - Vigas standard do Reino Unido [8]

Este estudo consistiu em fazer uma revisão das secções já existentes, de forma a melhorá-las ou introduzir novas formas na construção na Nova Zelândia. Os resultados obtidos neste estudo demonstram que as soluções em laje alveolada dupla e as secções em “I” foram as designadas como a melhor opção, e as vigas “T” foram selecionadas como uma nova forma de viga para pontes. As lajes alveoladas duplas são uma solução comum, porque apresenta uma maior flexibilidade em projeto e benefícios económicos, assim como as vigas “I”, por serem utilizadas em estruturas que requerem mais tempo de vida útil. [8]

A escolha da secção a empregar numa estrutura depende de alguns critérios e fatores que condicionam esta seleção, tais como:

- Dimensão do vão a vencer;
- Profundidade da viga – considerar a altura disponível na estrutura;
- Flexibilidade – a mesma forma pode ser adaptada para uma ampla gama de vãos;
- Sistema de pré-esforço utilizado (pré-tensão ou pós-tensão);
- Procedimento de fabrico (in-situ ou pré-fabricação);
- Método de construção da laje para o tabuleiro;
- Sistema de transporte e montagem;
- Estética da secção e a sua economia

2.2.1. Vigas com secção transversal “I”

Para vãos até 25 m a solução de viga “I” pré-fabricada é a mais corrente e apresenta, normalmente, um afastamento entre si de 1,5 m até 3,5 m ou sem afastamento (como é caso de estudo deste relatório). As vigas sem afastamento encontram-se colocadas lado a lado com uma distância mínima de 2 cm (junta de dilatação), devido aos efeitos de variação da temperatura e de retração, sem necessidade de cofragem para a betonagem da laje de tabuleiro. As vigas que se encontram distantes entre si implicam a execução de uma cofragem, para posterior betonagem da laje de tabuleiro *in situ*. Para a estrutura de cofragem são utilizadas lajes pré-fabricadas, que fazem a ligação de duas vigas, denominadas como pré-laje.

A pré-laje é formada por uma pequena camada de betão armado, onde se dispõem várias treliças metálicas posicionadas de igual modo e consecutivamente, de forma a equilibrar a peça na fase de execução, a resistir ao corte e fazendo aderência entre dois betões colocados em idades diferentes. O peso próprio desta estrutura varia entre 1 e 2,5 kN/m², dependendo da espessura da lâmina de betão, entre 4 e 10 cm, de largura compreendida entre 0,6 a 2,4 m, e apresentam um vão de 1,5 a 8 m, o que torna esta estrutura mais leve, embora necessite de equipamento elevatório para a sua colocação em obra. O betão geralmente utilizado para este tipo de estruturas corresponde a classes de resistência entre C25/30 e C50/60.

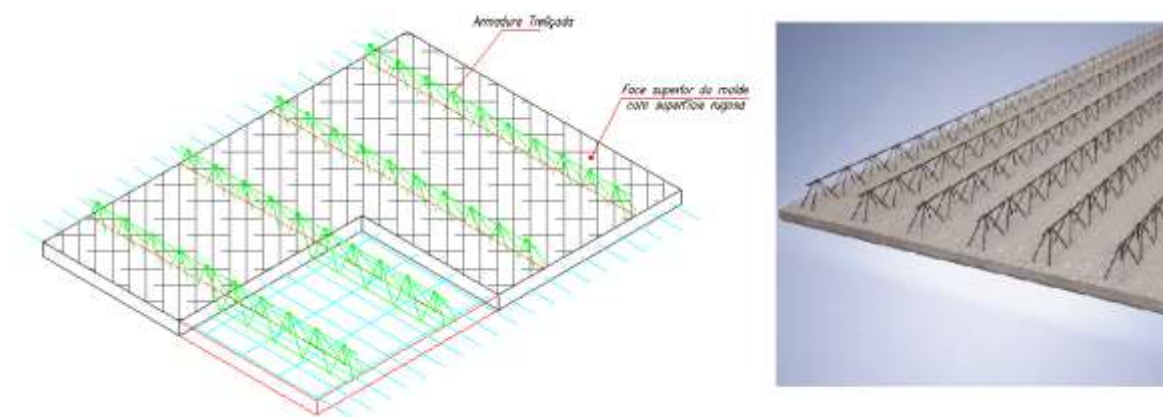


Figura 2.4 – Pré-lajes com treliças metálicas

Genericamente as pré-lajes podem ter duas funções:

- Cofragem perdida: Na fase de construção apenas suportam o betão da laje moldada em obra;
- Cofragem colaborante: funcionam como cofragem durante a fase de execução da laje e também têm o papel de resistir às ações na fase de serviço.

O uso destas lajes tem como principais vantagens a poupança de tempo e de recursos na execução das lajes, dispensa de cofragem e escoramentos, quando se pretende betonar superfícies de grandes dimensões, e são autoportantes. Apresentam algumas limitações no que diz respeito à sua fragilidade, pois são elementos que necessitam de cuidados suplementares com ações dinâmicas e/ou térmicas, que podem causar a separação das duas superfícies em contacto. [9]

O sistema construtivo de pré-laje, laje e viga, conduz a uma solução mais leve e mais económica em termos de transporte e montagem. Além disso, conduz a um sistema menos sensível à existência de deformações iniciais desiguais das vigas pré-fabricadas, comparativamente a uma solução sem pré-laje, em que as vigas são dispostas lado a lado. [10]

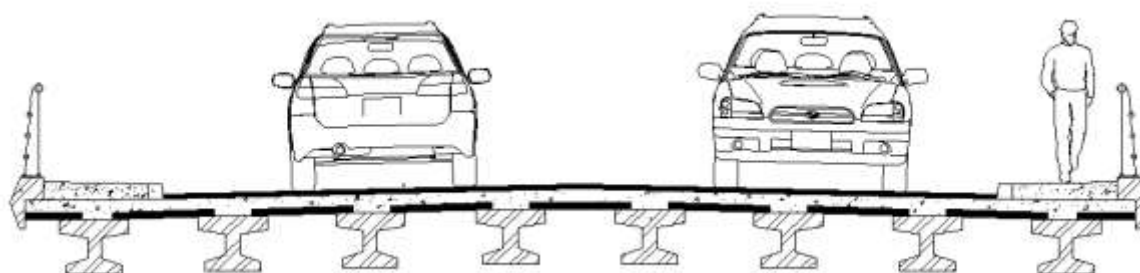


Figura 2.5 – Secção transversal com vigas “I” afastadas do tabuleiro de uma ponte

Para o pré-dimensionamento de qualquer secção devem ser consideradas as exigências da segurança estrutural e de durabilidade. A altura de uma viga pré-esforçada pode ser estimada a partir da relação de esbelteza $L/15$ a $L/20$, em L que é o comprimento do vão. [12]

Relativamente às dimensões características deste tipo de vigas, a espessura do banzo superior é condicionada pelo apoio das pré-lajes, se existirem, e pelo recobrimento das armaduras. A largura depende essencialmente da estabilidade por flexão-torção em fase construtiva, do peso da secção e do centro de gravidade pretendido, usualmente com uma largura na ordem de $0,6h$. As almas destas secções na pré-fabricação em pré-tensão, normalmente estreitas, com uma espessura mínima de $0,15$ m por razões de recobrimentos, ao contrário do sistema de pós-tensão, em que o recobrimento tem de ser igual ao diâmetro da bainha, as almas são largas, e para controlo das tensões de compressão e de corte junto aos apoios, é comum o alargamento destas até à largura do banzo inferior, e de forma acomodar as ancoragens dos cabos de pré-esforço. A dimensão do banzo inferior depende da disposição construtiva das armaduras de flexão, bem como das armaduras de pré-esforço. [11]

2.2.2. Vigas com secção transversal “T”

As vigas com uma secção transversal em “T” permitem vencer vãos até 30 m. O tabuleiro é conseguido com a justaposição das vigas, encostando as extremidades dos banzos superiores, não necessitando a utilização de pré-lajes ou de cofragens.

Em relação à geometria destas secções não é muito diferente das vigas “I”, mas a largura do banzo superior é bastante maior e varia entre um mínimo de 1,20 m a 2,50 m, com uma espessura mínima de 0,05 m. A espessura da alma varia consoante o sistema de pré-esforço utilizado, e a largura do banzo inferior tem de compreender a disposição das armaduras necessárias dos momentos fletores positivos.

A vantagem deste tipo de solução em relação às vigas “I” sem afastamento é o número reduzido de vigas a serem aplicadas no tabuleiro.

Uma verificação importante nestas secções é o braço do banzo superior, de forma a resistir aos momentos provocados pelas cargas atuantes, exigentes em pontes e viadutos.

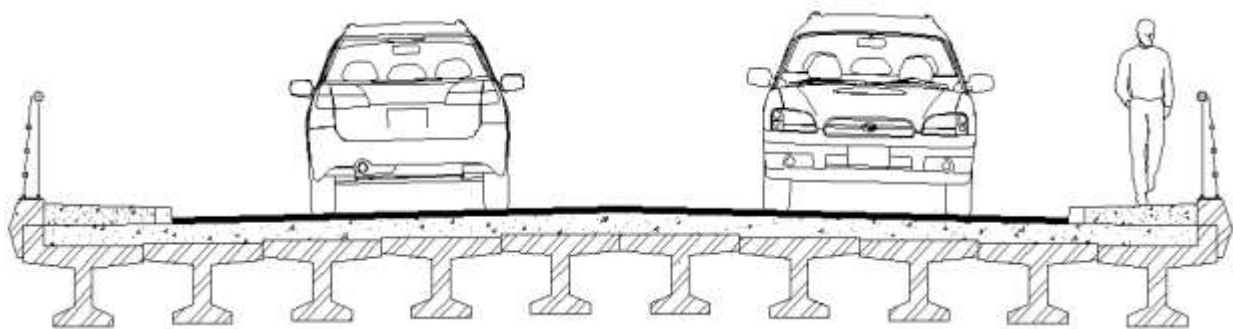


Figura 2.6 – Secção transversal com vigas “T” do tabuleiro de uma ponte

2.3. Sistemas estruturais longitudinais

Existem vários tipos estruturais de pontes como:

- Pontes em viga;
- Pontes em pórtico;
- Pontes em arco;
- Pontes atirantadas;
- Pontes suspensas.

Neste subcapítulo irá ser abordado apenas o sistema de ponte em viga, por ser o caso de estudo deste relatório.

As pontes em viga caracterizam-se por apresentarem ligações que não transmitem momentos fletores da superestrutura para a infraestrutura. Isto é, o tabuleiro não está ligado rigidamente aos elementos de apoio e comporta-se tal como uma viga isolada, podendo ser esta uma estrutura isostática ou hiperstática [13].

2.3.1. Tabuleiros isostáticos

A definição de isostático, em engenharia, está associada ao número de reações necessárias para impedir qualquer movimento. São estruturas em que o número de reações é igual ao número de equações de equilíbrio da Estática.

O cálculo deste tipo de estruturas é relativamente simples. Trata-se de uma estrutura simplesmente apoiada sobre os pilares, separados por juntas de dilatação, onde as deformações impostas, como assentamentos, variação de temperatura, retração e fluência do betão, não conduzem a uma variação da distribuição de momentos fletores aplicados, podendo apenas originar uma distribuição de tensões autoequilibradas na secção transversal [10].

Este tipo de estruturas tem como vantagens, a facilidade de construção na montagem das vigas, não existindo qualquer dificuldade em obra; o tempo de execução é reduzido assim como a simplicidade do cálculo como foi referido do parágrafo anterior. Tem como desvantagens o carácter estético e visual, devido às fiadas dos apoios no pilar; desconforto para a circulação rodoviária e problemas de durabilidade, resultantes do atravessamento das juntas de dilatação por água e sais descongelantes, uma vez que não é possível garantir a impermeabilidade das juntas.

Existem formas de minimizar estes problemas de durabilidade, impondo soluções que permitem a inspeção e substituição dos aparelhos de apoio, prevendo a presença de tubos de drenagem e galerias de acesso e inspeção de encontros.

2.3.2. Tabuleiros isostáticos com laje contínua

Os tabuleiros isostáticos com laje contínua, como o nome sugere, garantem a continuidade longitudinal dos vários tramos, através da laje na zona dos apoios, mantendo as vigas descontínuas e independentes dos diferentes tramos. Esta ligação assegura uma superfície contínua, mas a ponte funciona como um tabuleiro isostático, uma vez que a rigidez da laje de continuidade não permite que se estabeleçam, na secção de apoio, momentos fletores consideráveis.

A laje de continuidade, designada por lajeta de continuidade, apresenta por vezes, uma espessura inferior à da restante laje e deve ser dimensionada para resistir aos efeitos provocados pelas rodas dos veículos. A lajeta está sujeita a deformações impostas devido a rotações por flexão nas secções de apoio às vigas e deve ser desligada da viga ao longo de um determinado comprimento, por forma a aumentar a sua flexibilidade e não originar esforços muito elevados nessas zonas. São executadas em betão armado e com um grande número de varões de pequeno diâmetro. [10]

As vantagens deste sistema sugerem um conforto para a circulação do trânsito, evitando o problema de descontinuidade do tabuleiro; não exige a execução de juntas de dilatação, melhorando a estanquicidade da estrutura, e conseqüentemente a sua durabilidade e simplicidade de cálculo, tratando-se de uma estrutura isostática. Como desvantagem mantém o carácter

inestético e visual, apontado anteriormente nos tabuleiros isostáticos; diminui a rigidez nos apoios, obstando à transmissão de forças horizontais, e exibe um débil comportamento à ação sísmica.

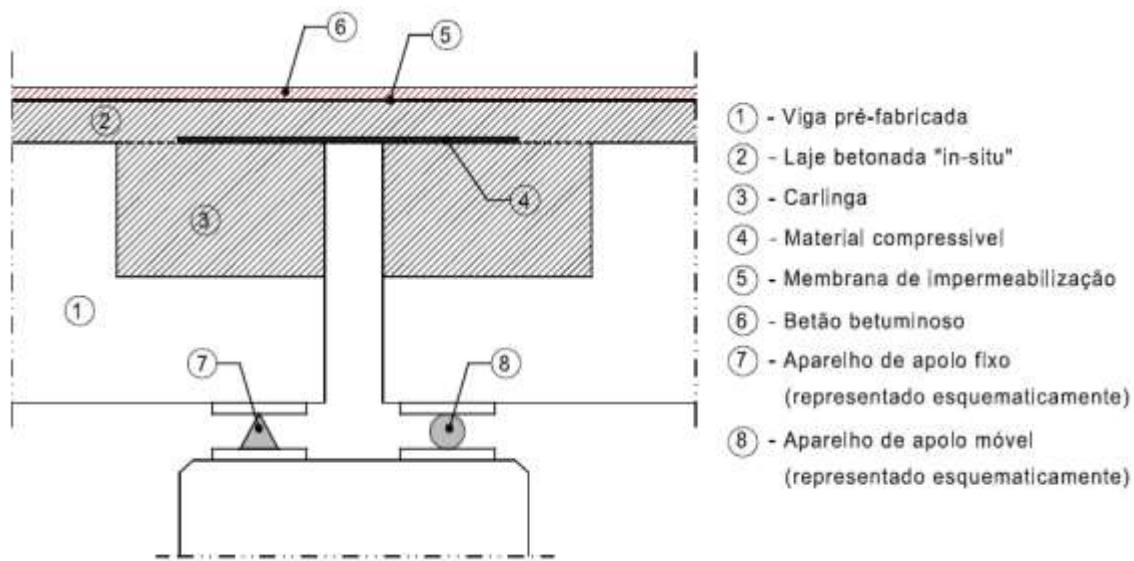


Figura 2.7 – Pormenor da ligação de tabuleiros isostáticos com laje contínua [10]

2.3.3. Tabuleiros contínuos com ligação entre vigas realizadas na zona dos apoios (hiperstáticos)

Este sistema consiste na ligação das vigas pré-fabricadas na zona dos apoios, de maneira a formar um tabuleiro contínuo, e é adotado como a solução mais corrente para a eliminação dos problemas referidos anteriormente para os tabuleiros com tramos isostáticos. A continuidade estrutural permite obter nas estruturas, um melhor comportamento a nível de durabilidade, e não só.

As vantagens desta opção consistem na redução de esforços provocados pelas sobrecargas nas secções do vão, na capacidade de redistribuição de esforços em estado limite último, no facto da estrutura apresentar menores deformações verticais, aumentar a frequência própria de vibração do tabuleiro na direção vertical, melhorando o comportamento da estrutura em relação às ações sísmicas [10]. Do ponto de vista estético, permite uma maior esbelteza do tabuleiro e uniformidade no alçado da ponte impedindo o uso de capitéis no topo dos pilares, sendo o impacto visual mais agradável se a viga transversal (carlinga) for embebida na espessura do tabuleiro. Em termos económicos vai possibilitar a redução de custos de manutenção, devido à inexistência de juntas de dilatação, e redução das quantidades de materiais que possam resultar da continuidade. Sendo o tabuleiro contínuo, as zonas de ligação entre vigas passa despercebida à circulação rodoviária tornando o sistema cómodo [11].

Existem inconvenientes nas estruturas de continuidade durante a fase de execução da obra, implicando uma redução do ritmo de construção, principalmente quando é utilizado pré-esforço de continuidade, uma vez que são necessárias mais fases construtivas. Também se observam

dificuldades acrescidas durante a fase de projeto. A evolução do esquema estrutural do tabuleiro da secção transversal das vigas origina uma evolução nos esforços e nas tensões instaladas. De facto, se as vigas permanecessem simplesmente apoiadas, o tabuleiro deformatar-se-ia ao longo do tempo, originando rotações na secção de apoio, por fluência, devido à ação do pré-esforço e do seu peso próprio, e ainda devido a efeitos de retração diferencial entre a laje e a viga. Quando é estabelecida a continuidade num sistema, não podem existir rotações relativas entre os extremos das vigas e, por essa razão, desenvolvem-se momentos fletores negativos, devidos à atuação do peso próprio do tabuleiro e da retração diferencial (se a extensão de retração da laje for superior à extensão de retração da viga após a betonagem da laje), pois a betonagem é feita em idades diferentes [10].

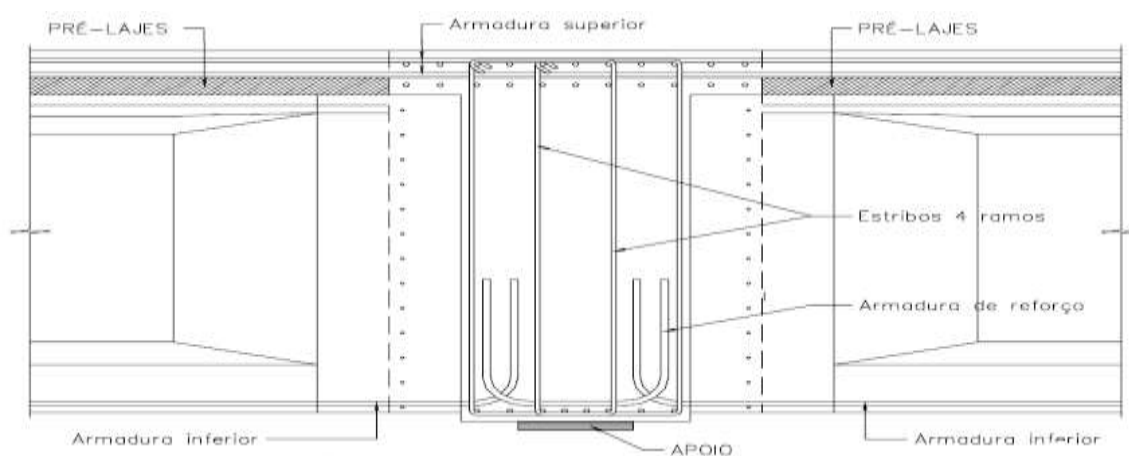


Figura 2.8 – Pormenor de ligação na secção dos apoios

2.4. Colocação das vigas

Os processos construtivos influenciam de certo modo a conceção do sistema longitudinal e a secção transversal. A escolha do método mais adequado é feita através de uma análise das condições locais; custo das soluções possíveis; segurança da obra; prazos de execução; capacidade técnica do empreiteiro.

Os métodos utilizados como cimbra ao solo, cimbra auto lançável, de avanços sucessivos e deslocamentos sucessivos, são processos demasiado complexos para as estruturas em estudo e não são alvo de investigação deste relatório, mas é de salientar alguns sistemas de colocação de vigas nestes casos.

Os métodos relacionados com a colocação das vigas, no local definitivo, sobre apoios, são essencialmente dois: através de gruas ou por recurso a uma viga de lançamento.

Quando a colocação é feita com auxílio a gruas de elevação, podem ser utilizadas uma ou mais gruas, dependendo do peso e comprimento das vigas e, naturalmente, da capacidade elevatória destes equipamentos.



Figura 2.9 – Grua móvel

A Figura 2.10 apresenta em detalhe os elementos de suspensão integrados na viga (a azul) necessários à elevação da viga. É ainda possível observar parte das armaduras resistentes ao esforço transversal (a vermelho), as quais contribuem para estabelecer posteriormente a ligação entre os betões de diferentes idades, da viga e da laje.

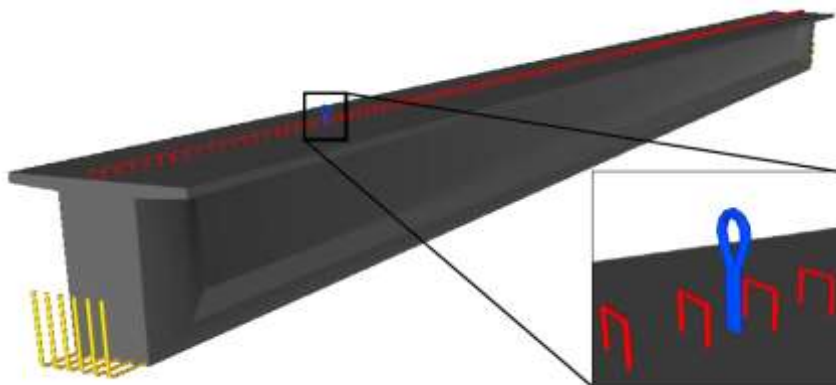


Figura 2.10 – Modelo de viga pré-fabricada [21]

Como se referiu acima, a colocação de vigas pode ser feita através de uma viga de lançamento, que consiste numa estrutura metálica que suspende as vigas e as movimenta nas três direções.



Figura 2.11 – Viga de lançamento

3. Materiais

Os materiais estruturais a utilizar no projeto foram influenciados sobretudo pela solução estrutural adotada. Porém, a opção de quem projeta tem de considerar os aspetos de durabilidade e resistência, bem como o tipo de sistema de pré-esforço utilizado (neste caso pré-esforço por pós-tensão).

Após a análise dos cálculos das possíveis soluções apresentadas em anexo, e atendendo aos objetivos pretendidos, pode-se determinar a utilização dos seguintes materiais:

Betões:

Vigas	C 30/35 a C 50/60
Laje de tabuleiro	C 25/30
Pré-laje	C 25/30

Aços:

Armadura ordinária	S500 NR
Armadura de pré-esforço	Y 1860 S7

3.1. Betão estrutural

As vigas que compõem a ponte são constituídas por betão armado, pré-esforçado material de grande capacidade de resistência à compressão, e de aço, que lhe confere resistência à tração, concebendo uma estrutura final de grande eficácia estrutural.

O betão é um material composto por água, ligante hidráulico (cimento Portland), agregados, geralmente brita ou godo, areia e possivelmente por aditivos e adjuvantes, adquirindo uma mistura heterogénea. Apresenta um peso volúmico entre 24 kN/m³ e 26 kN/m³, podendo ser inferior em betões leves.

A composição do betão, para além de garantir uma determinada classe de resistência, deve ser especificada em função dos requisitos de durabilidade estabelecidos para cada obra. Isto é, definido o período de vida útil da construção, são indicados limites relativos e diversos parâmetros de composição em função das classes de exposição ambiental (agressividade do ambiente).

Sob o ponto de vista do projeto de estruturas interessam basicamente 3 propriedades fundamentais a que o betão deve satisfazer: resistência, durabilidade e trabalhabilidade.

O comportamento do betão, para além da composição granulométrica dos agregados, depende de 3 fatores: do tipo e dosagem do ligante, que tem influência na resistência e durabilidade; dosagem de água, e dos adjuvantes. [14]

A razão água-cimento (A/C) é o parâmetro que mais tem influência nas propriedades deste material. Quanto maior for o seu valor, mais porosa e permeável é a pasta de cimento, tornando o betão menos resistente e sensível à ação dos agentes agressores, entrando a estrutura em deterioração. [14]

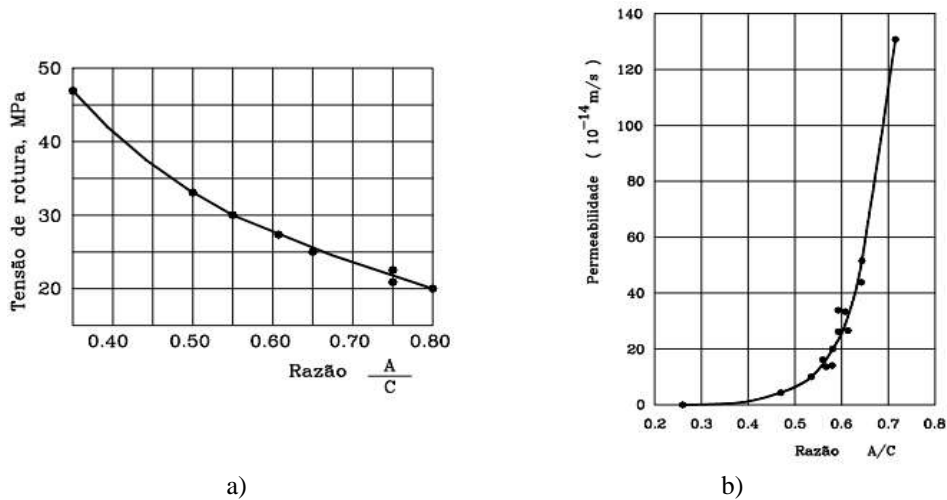


Gráfico 3.1 – a) Variação da tensão de rotura do betão com a razão A/C; b) Influência da razão A/C na permeabilidade [14]

O gráfico 3.1 ilustra a influência da razão A/C na resistência à compressão e permeabilidade do betão. Os resultados indicam que duplicando esta razão a resistência é reduzida na ordem de 50% e que a permeabilidade aumenta acentuadamente com a razão A/C a partir de valores da ordem de 0.5. Para obtenção de betões de boa qualidade é sempre necessário limitar esta razão a valores baixos e a trabalhabilidade pode ser obtida com a utilização de adjuvantes plastificantes. A norma NP EN 206-1 estabelece os requisitos relativos à mínima dosagem de ligante e à máxima razão A/C. [14]

Outro fator relevante na definição da composição do betão é a máxima dimensão do agregado. Este não deve exceder: ¼ da menor dimensão do elemento estrutural; a distância livre entre os varões da armadura; 1,3 vezes a espessura do recobrimento das armaduras. A dimensão deve ter em conta a colocação do betão, para que possa ser devidamente compactado à volta das armaduras sem que haja segregação. [14]

Abordando as propriedades físicas do betão, este apresenta-se como um material suscetível à variação de temperatura e presença de humidade, fazendo com que a peça se expanda com o aumento destes fatores ou encurte com a sua redução, sendo caracterizados por fenómenos de retração e fluência.

Um aspeto importante deste material é o facto de o comportamento mecânico ser influenciado pelo tempo, sendo observável um aumento significativo de resistência com a idade, essencialmente nos primeiros dias. Por outro lado, existem problemas associados, já atrás indicados, de retração e fluência, que influenciam o comportamento da estrutura, pelo aumento de deformações, fendilhação e perdas de pré-esforço.

Quadro 3.1 – Classes do betão (adaptado do Eurocódigo 2)

Classes de resistência do betão														Expressão analítica / Comentários	
f_{ck} (MPa)	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90	
$f_{ck,cube}$ (MPa)	15	20	25	30	37	45	50	55	60	67	75	85	95	105	
f_{cm} (MPa)	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98	$f_{cm} = f_{ck} + 8$ (MPa)
f_{cm} (MPa)	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	4,4	4,6	4,8	5,0	$f_{cm} = 0,30 \times f_{ck}^{(2/3)} \leq C50/60$ $f_{cm} = 2,12 \times \ln(1 + (f_{cm}/10)) > C50/60$
$f_{ck,0,05}$ (MPa)	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,2	3,4	3,5	$f_{ck,0,05} = 0,7 \times f_{cm}$ quantilho de 5%
$f_{ck,0,95}$ (MPa)	2,0	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3	5,5	5,7	6,0	6,3	6,6	$f_{ck,0,95} = 1,3 \times f_{cm}$ quantilho de 95%
E_{cm} (GPa)	27	29	30	31	33	34	35	36	37	38	39	41	42	44	$E_{cm} = 22[(f_{cm}/10)]^{0,3}$ (f_{cm} em MPa)
ϵ_{t1} (‰)	1,8	1,9	2,0	2,1	2,2	2,25	2,3	2,4	2,45	2,5	2,6	2,7	2,8	2,8	ver Figura 3.2 $\epsilon_{t1} (‰) = 0,7 f_{cm}^{0,21} < 2,8$
ϵ_{su1} (‰)	3,5									3,2	3,0	2,8	2,8	2,8	ver Figura 3.2 para $f_{ck} \geq 50$ Mpa $\epsilon_{su1} (‰) = 2,8 + 27[(98 - f_{cm})/100]^4$
ϵ_{s2} (‰)	2,0									2,2	2,3	2,4	2,5	2,6	ver Figura 3.3 para $f_{ck} \geq 50$ Mpa $\epsilon_{s2} (‰) = 2,0 + 0,085(f_{ck} - 50)^{0,55}$
ϵ_{su2} (‰)	3,5									3,1	2,9	2,7	2,6	2,6	ver Figura 3.3 para $f_{ck} \geq 50$ Mpa $\epsilon_{su2} (‰) = 2,6 + 35[(90 - f_{ck})/100]^4$
n	2,0									1,75	1,6	1,45	1,4	1,4	para $f_{ck} \geq 50$ Mpa $n = 1,4 + 23,4[(90 - f_{ck})/100]^4$
ϵ_{s3} (‰)	1,75									1,8	1,9	2,0	2,2	2,3	ver Figura 3.4 para $f_{ck} \geq 50$ Mpa $\epsilon_{s3} (‰) = 1,75 + 0,55[(f_{ck} - 50)/40]$
ϵ_{su3} (‰)	3,5									3,1	2,9	2,7	2,6	2,6	ver Figura 3.4 para $f_{ck} \geq 50$ Mpa $\epsilon_{su3} (‰) = 2,6 + 35[(90 - f_{ck})/100]^4$

Os betões são também classificados em diferentes classes de resistência, de acordo com os valores característicos de resistência (f_{ck}). Assim, por exemplo, um C35/45 é um betão com uma resistência característica à compressão igual a 35MPa, medida em cilindros, e igual a 45MPa medida em cubos aos 28 dias.

Os parâmetros de deformação que interessam para efeitos de verificação da segurança da estrutura são o módulo de elasticidade secante aos 28 dias (E_{cm}) e o coeficiente de Poisson em regime elástico (ν).

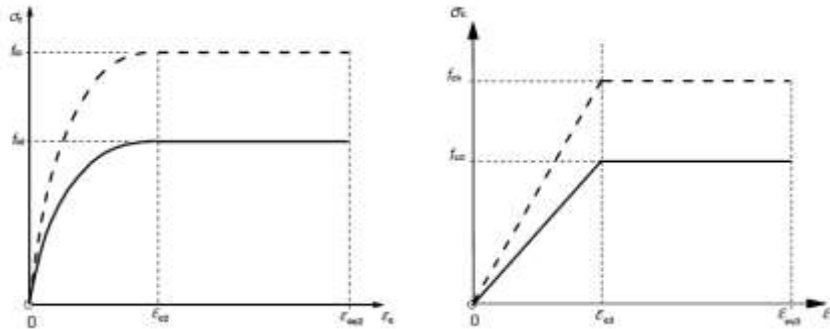


Gráfico 3.2 – Diagrama parábola-retângulo e bi-linear de tensões-extensões para cálculo de secções transversais

O valor de cálculo da resistência do betão à compressão f_{cd} obtém-se dividindo a resistência característica f_{ck} pelo coeficiente de segurança $\gamma_c = 1,5$.

As classes de resistência mínima para betão pré-esforçado são C25/30, para elementos pós-tensionados, e C30/37, para elementos pré-tensionados. [14]

Para analisar a resistência de betões poderá ser apropriado avaliar a tensão de rotura do betão à compressão antes de 28 dias, por exemplo na fase de aplicação do pré-esforço, em que o betão terá de ter resistência para sofrer a atuação de forças concentradas quando os cordões ou cabos são tensionados. Esta análise é feita a partir de provetes conservados nas mesmas condições da peça betonada. Em sistemas de pós-tensão a resistência dos betões na aplicação do pré-esforço pode-se aproximar da resistência aos 28 dias, ao contrário do caso de sistemas de pré-tensão.

3.2. Armadura para betão armado e pré-esforçado

No que respeita à armadura do betão armado, o aço apresenta-se geralmente em forma de varões, fios, redes e armaduras especiais.

As armaduras utilizadas no betão armado e pré-esforçado são fabricadas a partir do aço de alta resistência, embora existam atualmente também armaduras de fibra de vidro e fibras de carbono. O aço é composto por ferro, impurezas e vários componentes ligados, juntados em diferentes proporções para que a liga abranja as propriedades requeridas. O principal componente é o carbono, que influencia a resistência, deformabilidade, soldabilidade e dobragem. No caso das armaduras ordinárias, este teor é da ordem de 0.15 a 0.20% enquanto para as armaduras de pré-esforço é da ordem de 0.5 a 0.8%. Os elementos ligantes que constituem as armaduras são: manganês, silício, cobre, alumínio, crómio e níquel, estes últimos dois ligantes fazem com que o aço seja resistente à corrosão.

O valor médio da massa volúmica poderá admitir-se como sendo igual a 7800 kg/m^3 .

O processo de produção das armaduras divide-se em diferentes fases. O processo inicia-se no al-forno, a partir da redução de matéria-prima. Após ocorrida uma série de reações químicas o aço é transferido para um reservatório (tandish), a partir do qual se inicia o vazamento contínuo ou o

vazamento em lingotes. O produto solidificado (lingotes) sofre um aquecimento a altas temperaturas e é sujeito a um estado de homogeneização da sua composição química. Após ocorrer a homogeneização sofre uma laminagem a quente, à qual se pode seguir ou não uma laminagem a frio, obtendo-se deste modo o produto siderúrgico final, em forma de varões, chapas, etc.

3.2.1. Armaduras ordinárias

De acordo com as propriedades mecânicas das armaduras, estas devem apresentar uma ductilidade adequada, definida pela relação entre a resistência à tração e a tensão de cedência (f_t/f_{yk}), e pela extensão de carga máxima (ϵ_{uk}), e distinguem-se 2 tipos de aços, os laminados a quente e os endurecidos a frio. Os diagramas apresentados a seguir são obtidos através de ensaios uniaxiais de tração.

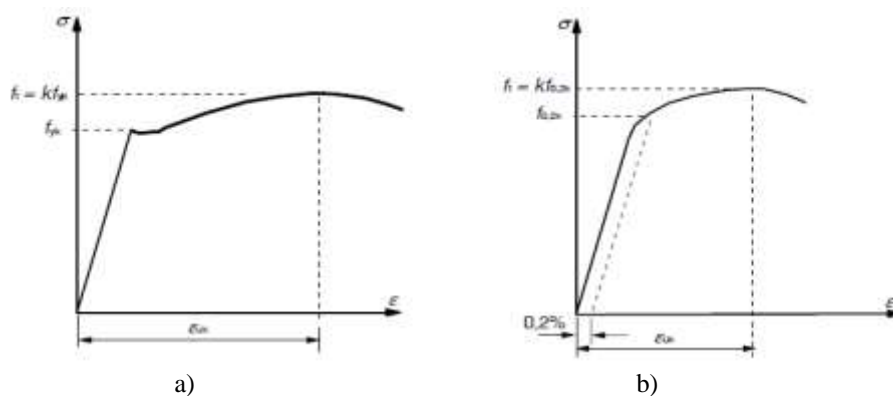


Gráfico 3.3 – Diagrama tensão-extensão do aço típico de armaduras para betão armado [EC2], a) laminado a quente; b) aço endurecido a frio.

No gráfico 3.3 indicam-se qualitativamente os diagramas de comportamento dos 2 aços, verificando que os aços endurecidos a frio apresentam relativamente aos aços laminados a quente: igual módulo de elasticidade, não existência de patamar de cedência, tensões limites de proporcionalidade e de rotura mais elevadas e extensões na rotura significativamente menores.

Definem-se 3 classes de ductilidade de acordo com o valor característico da tensão de cedência, f_{yk} (ou tensão limite de proporcionalidade a 0.2%, $f_{0,2k}$).

Quadro 3.2 – Propriedades dos aços de betão armado

Classe	A	B	C
Valor característico da tensão de cedência f_{yk} ou $f_{0,2k}$ [MPa]		400 - 600	
$k = f_{yk}/f_{tk}$	≥ 1.05	≥ 1.08	≥ 1.15 < 1.35

Estas armaduras também são caracterizadas pelo tipo de superfície que apresentam, existindo varões nervurados que conferem alta aderência ao betão, desde que satisfaçam os requisitos da norma EN10080, e os varões lisos que concedem uma aderência normal ao betão.

Para efeitos de análise global e dimensionamento de secção pode utilizar-se o diagrama bilinear indicado no gráfico 3.4. O diagrama de cálculo obtém-se a partir do diagrama idealizado, dividindo os valores das tensões pelo coeficiente $\gamma_s = 1,15$.

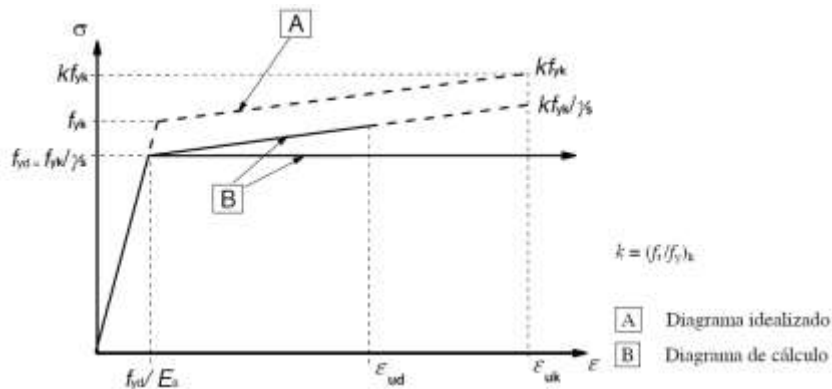


Gráfico 3.4 – Diagrama tensão-extensões, idealizado e de cálculo do aço das armaduras para betão armado [EC2]

Nas estruturas a projetar foram consideradas armaduras constituídas por varões de aço da classe S500 NR (N – fabrico laminado a quente; R – superfície rugosa).

Quadro 3.3 - Características mecânicas do aço de armaduras

Aço armadura ordinária

f_{yk}	500 MPa
f_{yd}	435 MPa
ϵ_{yd}	2,18 ‰
E_s	200 GPa

3.2.2. Armaduras de pré-esforço

As características geométricas destas armaduras já foram abordadas anteriormente no capítulo 1.4.2.

A classe de resistência mais utilizada para aço em cordão é a classe Y1860S7, sendo esta notação da norma europeia referida no capítulo 1.4.2, onde 1860 designa o valor característico da tensão de ruptura em (MPa), f_{pk} , e o símbolo S7 indica a secção com 7 fios.

O diagrama σ - ϵ típico de um cordão de pré-esforço é o indicado na figura seguinte:

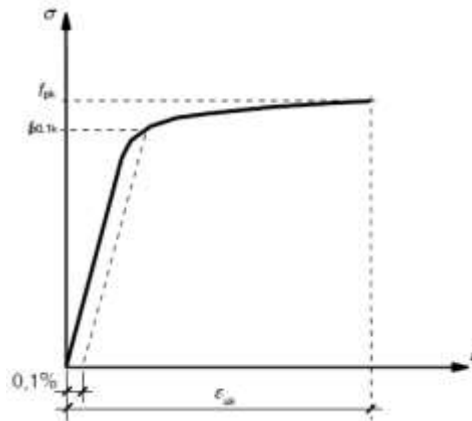


Gráfico 3.5 – Diagrama tensões-extensões do aço típico de pré-esforço [EC2]

Verificando o gráfico 3.5, estes aços não possuem patamar de cedência bem definido, logo não é possível quantificar a tensão de cedência. Em alternativa, define-se a tensão limite convencional de proporcionalidade a 0,1% ($f_{p0,1k}$). Este valor é obtido através do REBAP sendo $0,90f_{pk}$.

O valor de cálculo da tensão de rotura é obtido a partir $f_{pk}/1.15$.

O módulo de elasticidade médio de um cordão é de 195 GPa, admitindo variações de ± 10 GPa. Para o fio é admitido um módulo de elasticidade de 205 ± 10 GPa. A diferença está no processo de fabrico, no desenrolamento dos fios do cordão quando é esticado.

Outra propriedade mecânica das armaduras de pré-esforço é a relaxação que consiste na diminuição progressiva da tensão do aço quando este está sujeito a uma extensão constante. Esta propriedade depende do processo de fabrico do aço, e fundamentalmente da tensão inicial aplicada e da temperatura, sendo determinada por ensaios de relaxação. Estes ensaios consistem em sujeitar um provete a uma tensão inicial de 0,6, 0,7 e 0,8 da tensão de rotura, para temperaturas de 20°C, mantendo a deformação constante durante 1000 horas.

Quando não é necessário grande rigor de cálculo ou por falta de dados experimentais pode-se admitir, para uma tensão inicial de 0,7 da tensão de rotura, de acordo com o artigo 28º do REBAP, os valores de relaxação em percentagem da tensão inicial são:

Aços de relaxação normal.....	15%
Aços de baixa relaxação.....	6%
Aços de muito baixa relaxação	3%

Esta propriedade vai ser importante da contabilização das perdas diferidas nas armaduras de pré-esforço, que será abordado posteriormente.

Nas estruturas em análise foram consideradas as seguintes características:

Quadro 3.4 – Características mecânicas do aço de pré-esforço
Aço armadura pré-esforço

\emptyset (nominal)	16 mm
Área	150 mm ²
f_{pk}	1860 MPa
$f_{p0,1k}$	1674 MPa
Es	195 GPa

4. Quantificação das ações e combinação de ações segundo o Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes

4.1. Considerações gerais

Apesar do regulamento europeu (EC1) ser o mais atual nos dias de hoje e utilizado num futuro breve, o regulamento atualmente em vigor em Portugal, para a definição das ações de projeto de uma ponte, é o RSA (Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes), motivo pelo qual foi escolhido para esta análise.

Consideram-se como ações de projeto as cargas permanentes como, peso próprio, restantes cargas permanentes e pré-esforço, e para ações variáveis foram abordadas, neste capítulo, as sobrecargas de utilização para pontes rodoviárias.

4.2. Ações permanentes

De acordo com o artigo 5º, as ações permanentes são aquelas que assumem valores constantes, ou com pequena variação em torno do seu valor médio, durante toda ou praticamente toda a vida da estrutura.

4.2.1. Ação do peso próprio

Para definição do peso próprio foram calculados com base nas características geométricas das secções, tendo em conta o peso específico (γ) do betão armado.

Quadro 4.1 - Designação das ações do peso próprio

Ação	Designação	γ (kN/m ³)	Dimensões	Peso	Unidades
Peso Próprio	Viga	25	A_c		
	Laje de Betão	25	$e=0,20$ m	5	kN/m ²

4.2.2. Ação das restantes cargas permanentes

Quadro 4.2 – Designação das cargas permanentes

Ações	Designação	γ (kN/m ³)	Dimensões	Peso	Unidades
Peso Próprio	Viga	25	A_c		
Restantes Cargas Permanentes	Laje de Betão	25	$e=0,20$ m	5	kN/m ²
	Pavimento Betuminoso	24	$e=0,05$ m	1,2	kN/m ²
	Passeio BL	20	$h = 0,20$ m	4	kN/m ²
	Vigas de bordadura	25	$A=0,105$ m ²	2,63	kN/m
	Guarda-corpos metálicos	78	$A=0,0128$ m ²	1,00	kN/m
	Barreiras de segurança	78	$A=0,0128$ m ²	1,00	kN/m
	Lancil	75 kg/m		0,75	kN/m

Em relação às restantes cargas permanentes foram consideradas as partes constituintes de um tabuleiro de uma ponte, de maneira generalizada. Foi considerado um tabuleiro com largura de 12 m que inclui:

Quadro 4.3 – Dimensões do tabuleiro
Constituição do tabuleiro

Passeio	1,5 m x 2
Bermas	0,5 m x 2
Faixa de rodagem	4 m x 2
Plataforma	12 m

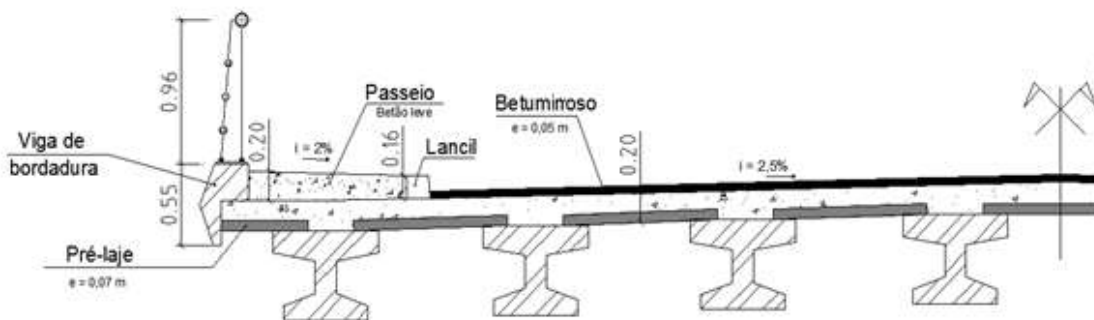


Figura 4.1 – Corte transversal do tabuleiro e representação das ações permanentes

Para a determinação dos valores do Quadro 4.2 foram adotadas soluções baseadas em desenhos cotados, que são apresentadas de seguida:

- Adotou-se, para o pavimento do tabuleiro, uma laje em betão armado com uma espessura de 0,20 m e uma camada fina de betuminoso com 0,05 m de espessura, considerando uma inclinação de 2,5% para cada via de circulação, para drenagem de águas pluviais;

- Considerou-se, para o passeio em betão leve, uma altura de 0,20 m e uma largura generalizada de 1,50 m com uma inclinação de 2%
- As vigas de bordadura utilizadas foram as vigas VB55 T2, pré-fabricadas, da empresa *Pavicentro* e têm as seguintes características;

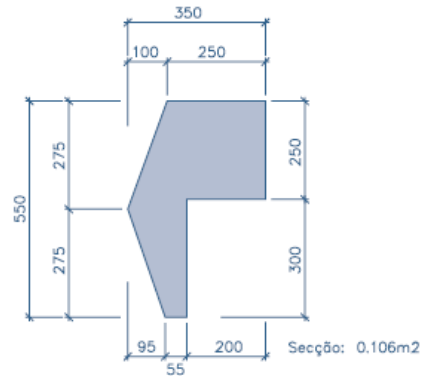


Figura 4.2 – Vigas de bordadura, dimensões em mm. [Pavicentro]

- Os guarda-corpos não foram alvo de estudo, apenas foram considerados valores já experimentados em outros projetos. São de aço inox, com uma altura de sensivelmente 1 m e admitiu-se 4 tubos horizontais, como se verifica na Figura 4.3. Os 3 primeiros tubos inferiores são de diâmetro de 60,3 mm e o último apresenta um diâmetro de 101,6 mm, todos eles com uma espessura de 5,6 mm. A cada 1,5 m existe uma chapa metálica, que une o corrimão ao solo;

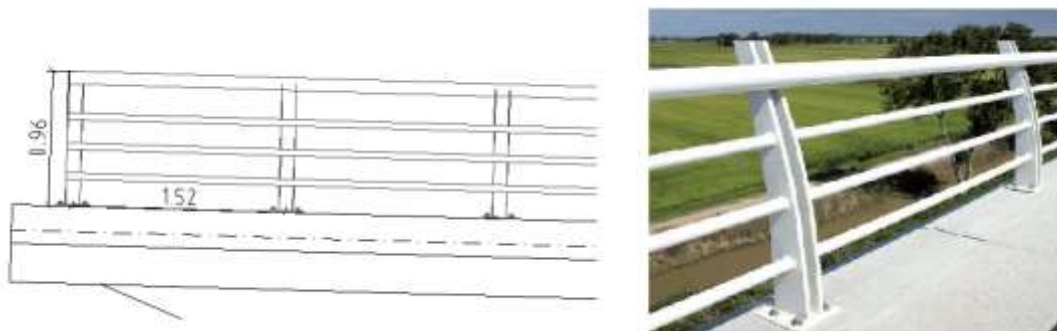


Figura 4.3 – Guarda-corpos

- Foram consideradas barreiras de segurança de aço galvanizado, que pesam aproximadamente 78 kN/m³, e encontram-se na separação do passeio com a berma, com altura de 0,5 m;
- O lancil tem um peso de 75 kg/m, fornecido pela empresa *Secil Prebetão*, com uma altura de 0,15 m.

A distribuição espacial destas ações foi modelada de acordo com a localização destes equipamentos na plataforma do tabuleiro.

4.2.3. Ação do pré-esforço

O efeito do pré-esforço, apesar de ser uma ação variável no tempo, é considerado como uma ação permanente à estrutura, pois o seu valor tende para um limite num curto espaço de tempo, relativamente à vida da estrutura. Este, ao ser considerado do lado da ação, necessita de um pré-dimensionamento, ou seja, uma estimativa da quantidade de armadura de pré-esforço para verificação da segurança da estrutura.

Visto este trabalho tratar de soluções vigadas e simplesmente apoiadas, para que seja possível estimar esta força é essencial determinar algumas condições iniciais tais como a definição do traçado dos cabos e excentricidades máximas. A disposição dos cabos, e excentricidades, dependem da dimensão das bainhas e recobrimentos.

Após definidas estas condições, o valor da força P , produzida pelos cabos ou cordões, é obtida pela equação (1.4), para o estado limite de descompressão a combinação frequente de ações.

Podem ser quantificadas, a partir da força P e, dependendo do momento temporal, o pré-esforço na origem ou força de tensionamento (P'_0), o pré-esforço inicial (P_0) e o pré-esforço final (P_∞). O P_0 obtém-se do P'_0 deduzindo-lhe as perdas instantâneas, ou seja, as perdas que se processam durante a transferência das forças dos dispositivos de tensionamento para os dispositivos de amarração ao betão. O P_∞ é adquirido do P_0 deduzindo-lhe as perdas diferidas que se possam processar durante o tempo (t). Este último corresponde ao pré-esforço existente ao fim de um intervalo de tempo suficientemente longo para que se possa considerar que foram processadas na totalidade as perdas diferidas. Resumidamente:

$$P'_0 \text{ (força de tensionamento)} \xrightarrow{8\% - 15\%} P_0 \xrightarrow{12\% - 15\%} P_\infty$$

O valor máximo do pré-esforço na origem, traduzido pela correspondente tensão na armadura (σ'_{p0}), deve ser limitado aos seguintes valores:

$$P'_0 = A_p \times \sigma'_{p0} \tag{4.1}$$

A tensão na armadura de pré-esforço, σ'_{p0} , é o mínimo dos seguintes valores:

$$\sigma'_{p0} \leq 0,75f_{puk} \tag{4.2}$$

$$\sigma'_{p0} \leq 0,85f_{p0,1k} \quad (4.3)$$

Para o pré-dimensionamento da quantidade de armadura de pré-esforço foi considerada uma tensão final com o valor de 1000 MPa. Este valor corresponde a uma média, após processadas as perdas instantâneas e diferidas, que será alvo de comparação, posteriormente quando se verificar o cálculo destas perdas.

Os valores da força de pré-esforço das soluções dimensionadas encontram-se no anexo IV.

4.2.4. Efeitos diferidos

A fluência e retração originam o que habitualmente se designa por efeitos diferidos, pois são ações provocados pela própria estrutura, devido à deformação do betão ao longo do tempo. Estas dependem da humidade ambiente, dimensões do elemento e da composição do betão.

4.2.4.1 Retração

A retração consiste na diminuição da dimensão de uma peça de betão na ausência de variações de temperatura e de tensões aplicadas. Este fenómeno é causado pela variação de volume da pasta de cimento, devida essencialmente à evaporação da água da amassadura do betão e às reações de hidratação das partículas de cimento. A carbonatação origina também fenómenos de retração. [14]

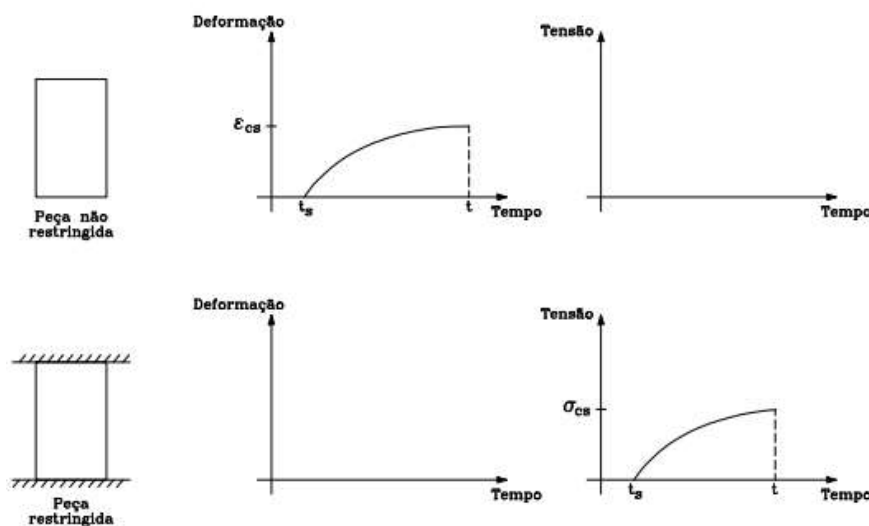


Figura 4.4 – Retração de uma peça de betão. [14]

De acordo com o anexo I do REBAP (Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforço), a extensão devida à retração (ϵ_{cs}), que se verifica entre as idades t_1 e t_0 , pode ser determinada pela expressão:

$$\varepsilon_{cs}(t_1, t_0) = \varepsilon_{cs0}[\beta_s(t_1) - \beta_0(t_0)] \quad (4.4)$$

ε_{cs} – Valor de referência, que depende das condições higrométricas do ambiente, da consistência do betão fresco e da espessura fictícia do elemento;

$\beta_s(t_1); \beta_0(t_0)$ – Valores particulares da função $\beta_s(t)$, que exprime a variação do valor da retracção com a idade do betão, e que depende da espessura fictícia do elemento.

$$\varepsilon_{cs0} = \varepsilon_{cs1}\eta \quad (4.5)$$

Os valores da extensão ε_{cs1} são definidos no Quadro 4.4.

Quadro 4.4 – Valores da extensão ε_{cs1} [REBAP]

Humidade relativa do ambiente	ε_{cs1} (10 ⁻⁴)
Imersão em água	+ 100
Alta (90 %)	– 130
Média (70 %)	– 320
Baixa (40 %)	– 520

Devem ser reduzidos de 25% para betões de consistência alta e aumentados 25% para betões de consistência baixa.

Os valores do coeficiente η são definidos no Quadro 4.5 em função da espessura fictícia do elemento, h_0 .

Quadro 4.5 – Valores do coeficiente η [REBAP]

Espessura fictícia, h_0 (cm)	≤ 5	10	20	40	80	≥ 160
η	1,20	1,05	0,90	0,80	0,75	0,70

onde:

$$h_0 = \lambda h_e \quad (4.6)$$

em que:

$$h_e = \frac{2 A_c}{u} \quad (4.7)$$

sabendo que:

h_e – espessura equivalente;

u – parte do perímetro da secção transversal do elemento em contacto com o ambiente;

λ – coeficiente dependente das condições higrométricas do ambiente e que tem os seguintes valores:

Imersão em água	$\lambda = 30$
Humidade relativa alta (90%)	$\lambda = 5$
Humidade relativa média (70%)	$\lambda = 1,5$
Humidade relativa baixa (40%)	$\lambda = 1,0$

A função $\beta_s(t)$ que exprime a evolução da retração com a idade do betão é obtida através do Gráfico 4.1, em função da espessura fictícia (h_0). Estes elementos estão referidos a uma temperatura ambiente de cerca de 20°C.

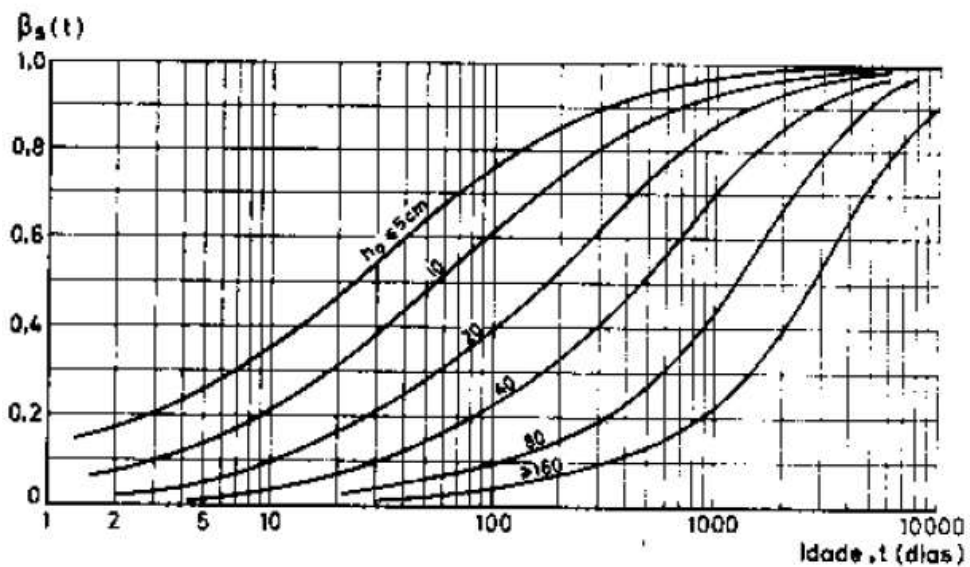


Gráfico 4.1 – Parâmetro $\beta_s(t)$ [REBAP]

4.2.4.2 Fluência

A fluência é um fenómeno que consiste no aumento progressivo no tempo da deformação instantânea de uma peça de betão quando sujeita a uma tensão com carácter de permanência. Isto

ocorre devido à variação de volume de pasta de cimento que envolve os agregados. A Figura 4.5 mostra o efeito da fluência de uma maneira simples. [14]

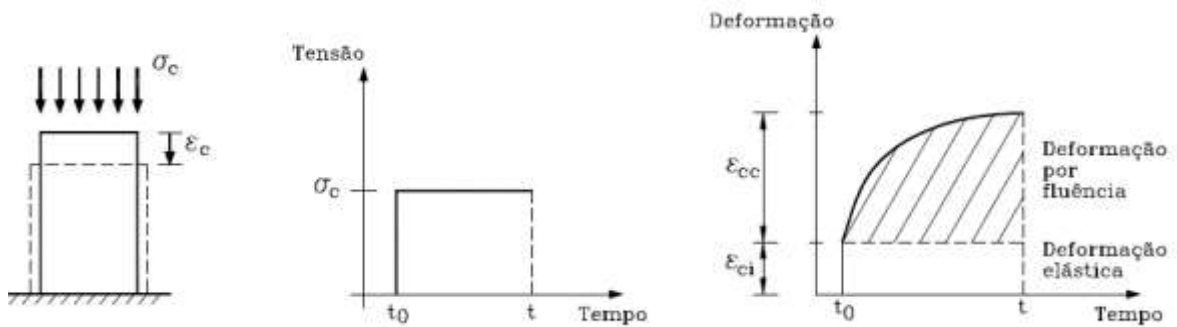


Figura 4.5 – Efeito da fluência numa peça de betão retangular [14]

Quando é aplicada, no betão, uma tensão constante no tempo considera-se que ocorre uma deformação elástica instantânea, seguida de uma deformação que atua no tempo (deformação por fluência).

O coeficiente de fluência pode ser determinado pela seguinte expressão:

$$\varphi_c(t, t_0) = \beta_a(t_0) + \varphi_d \beta_a(t - t_0) + \varphi_f [\beta_f(t) - \beta_f(t_0)] \quad (4.8)$$

O primeiro termo traduz o efeito de deformação que se processa nos primeiros dias após aplicação da carga, o segundo e terceiro termos referem-se, respetivamente, às deformações elásticas e plásticas diferidas que se processam lentamente no tempo.

A função $\beta_a(t_0)$ é calculada a partir da expressão:

$$\beta_a(t_0) = 0,8 \left(1 - \frac{f_{c,t_0}}{f_{c,t_\infty}} \right) \quad (4.9)$$

em que:

$f_{c,t}$ – tensão de rotura por compressão do betão na idade do carregamento (t_0) e a tempo infinito (t_∞).

O coeficiente φ_d , designado por coeficiente de elasticidade diferida é tomado com o valor de 0,4. A função $\beta_d(t-t_0)$ é obtida através do gráfico 4.2.

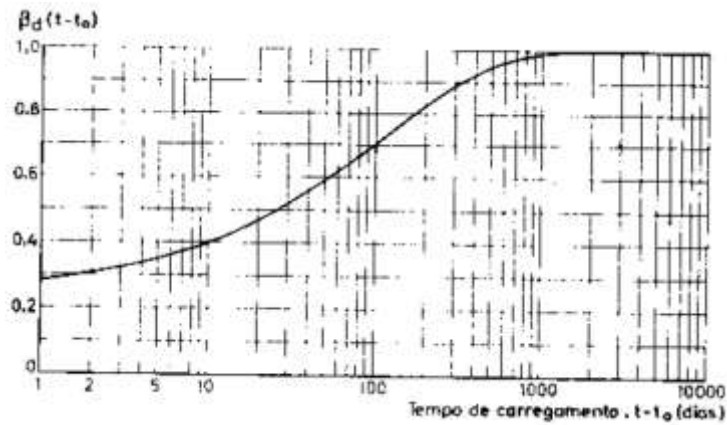


Gráfico 4.2 – Função $\beta_d(t-t_0)$ [REBAP]

O coeficiente de plasticidade diferida, φ_f , é calculado a partir de:

$$\varphi_f = \varphi_{f1} \varphi_{f2} \quad (4.10)$$

Quadro 4.6 – Valores do coeficiente φ_{f1} [REBAP]

Humidade relativa do ambiente	φ_{f1}
Imersão em água	0,8
Alta (90 %)	1,9
Média (70 %)	2,0
Baixa (40 %)	3,0

Quadro 4.7 - Valores do coeficiente φ_{f2} [REBAP]

Espessura fictícia, h_0 (cm)	≤ 5	10	20	40	80	≥ 160
φ_{f2}	1,85	1,70	1,55	1,40	1,25	1,12

A função $\beta_f(t)$ é adquirida através do Gráfico 4.3 em função da espessura fictícia, h_0 .

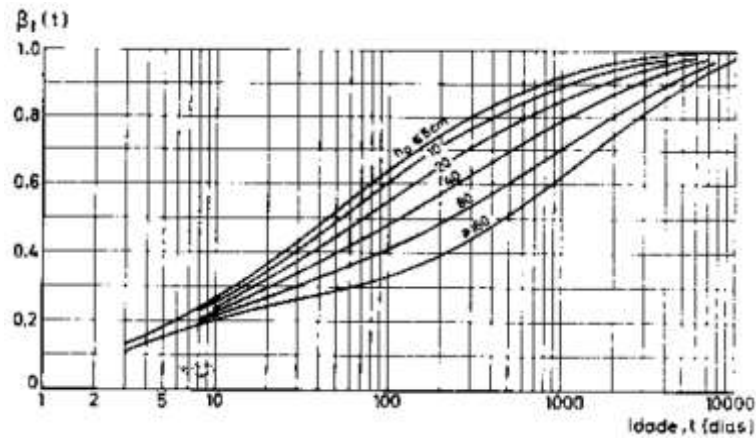


Gráfico 4.3 – Função $\beta_f(t)$ [REBAP]

As principais desvantagens da retração e fluência no comportamento das estruturas são as seguintes:

- Aumento das deformações dos elementos estruturais;
- Redução na força de pré-esforço em estruturas pré-esforçadas;
- Fendilhação de elementos com deformações impedidas, devido ao encurtamento originado pela retração;
- Aumento dos esforços em elementos comprimidos sujeitos a cargas excêntricas.

Como vantagens pode-se dizer que estes efeitos reduzem os esforços nos elementos estruturais originados por deformações impostas e a eliminam concentrações de tensões.

Na maioria das estruturas, os efeitos diferidos, referidos anteriormente, ocorrem em simultâneo, devendo-se fazer uma análise conjunta, do ponto de vista prático. Devem ser analisados com precisão em estruturas hiperstáticas, porque o seu efeito tem influência na redução de esforços.

A análise da retração e fluência é um processo complexo não sendo alvo de um estudo intensivo, logo, nas situações correntes são aceitáveis soluções aproximadas de forma a considerar estes efeitos. O Quadro 4.8 considera os valores aproximados para um elemento a uma temperatura constante de 20°C e de espessura equivalente igual a 20 cm, dependendo da humidade relativa a que esse elemento está sujeito e da idade do betão na aplicação do pré-esforço.

Quadro 4.8 – Valores de retração e fluência

Ambiente	$\epsilon_{cs}(t_{\infty}, t_e)$ (10^{-6})			$\phi_c(t_{\infty}, t_e)$		
	Idade t_e (dias)			Idade t_e (dias)		
	7	14	28	7	14	28
Húmido (hum. rel. 75%)	- 220	- 210	- 200	2,9	2,6	2,3
Seco (hum. rel. 55%)	- 350	- 330	- 310	3,8	3,4	3,0

4.3. Ações variáveis

As ações variáveis são aquelas que assumem valores com variação significativa em torno do seu valor médio, durante a vida de uma estrutura.

4.3.1. Ações de tráfego

De acordo com o RSA, artigo 41º a), nas pontes rodoviárias deve considerar-se, na faixa de rodagem, a atuação de um veículo de 3 eixos equidistantes, cada um de 2 rodas, com a disposição e dimensões indicadas na Figura 4.6.

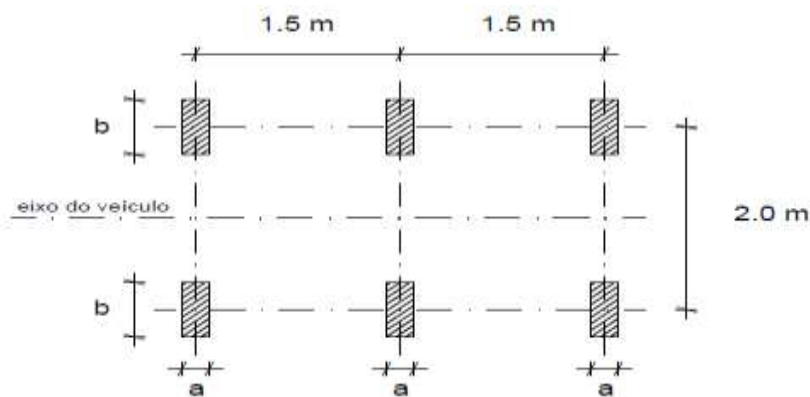


Figura 4.6 – Veículo tipo [RSA]

As cargas Q transmitidas por cada eixo e as dimensões, a e b , das superfícies de contato das rodas, são função da classe da ponte, isto é, classe I ou classe II.

Quadro 4.9 – Cargas Q transmitidas por cada eixo do veículo tipo e dimensões de a e b

	Q_1 (kN)	a (m)	b (m)
Classe I	200	0,20	0,60

O RSA define pontes pertencentes à classe I como aquelas que servem vias de comunicação suscetíveis de terem tráfego intenso ou pesado, nomeadamente estradas nacionais, vias urbanas e certas estradas municipais e florestais. Em relação a pontes de classe II, o mesmo Regulamento recomenda incluir as pontes situadas em vias de comunicação com tráfego ligeiro e pouco intenso, que é o caso dos caminhos e passagens agrícolas e de certas estradas municipais e florestais. De referir que foi considerado para este trabalho a classe I elevando-se, desta forma, a exigência de segurança e os níveis de desempenho das estruturas.

4.3.2. Ações da faixa de rodagem

De acordo com o artigo 41º b), igualmente na faixa de rodagem, deve ser considerada, em separado com a do “veículo tipo”, a atuação de uma única carga transversal com distribuição linear e uniforme, $q_1 = 50 \text{ kN/m}$, que em termos práticos se designa por “faca”, e a de uma carga uniformemente distribuída, $q_2 = 4 \text{ kN/m}^2$, cujos valores variam em função da classe da ponte.

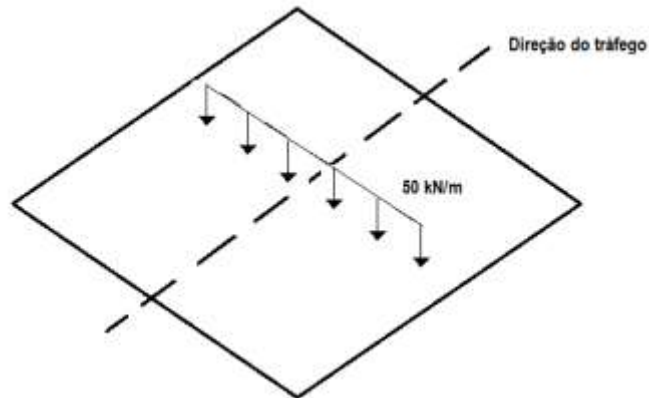


Figura 4.7 – Distribuição da ação da “faca”

4.3.3. Ações em passeios

De acordo com o RSA, artigo 44º, na zona dos passeios deve considerar-se a atuação de uma sobrecarga uniformemente distribuída ou de uma carga concentrada, conforme for mais desfavorável, cujos valores característicos são, respetivamente, $q_3 = 20 \text{ kN}$ e $q_4 = 3 \text{ kN/m}^2$.

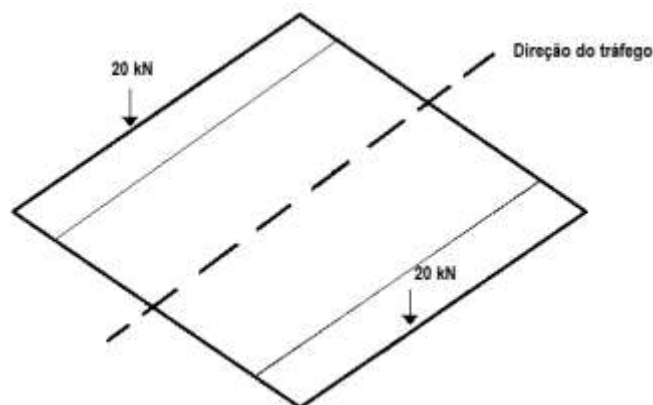


Figura 4.8 – Distribuição da carga concentrada nos passeios

4.4. Combinações de ações

As combinações de ações são a sobreposição das várias ações, anteriormente referidas, de modo a analisar a situação mais desfavorável à segurança da estrutura. Os estados para os quais se deve verificar a segurança da estrutura são: os estados limite últimos e os estados limite de utilização. É de referir que tratando-se de um projeto de uma ponte rodoviária, e não considerando a atuação de ações como a neve, vento ou sismo, a ação base será a ação de tráfego.

4.4.1. Estados limite de utilização (ELS)

Em concordância com o RSA, artigo 12º, o estado limite de utilização ou de serviço, as combinações a considerar dependerão da duração do estado limite em causa e dos coeficientes de redução:

Quadro 4.10 – Coeficientes de redução para ELS
Coeficientes de redução

Ψ_1	0,4
Ψ_2	0,2

- Combinação frequente (curta duração):

$$\Sigma G_{k,j} + \Psi_{1,1} \times Q_{k,1} + \Sigma \Psi_{2,i} \times Q_{k,i} \quad (4.11)$$

Sendo $\Sigma G_{k,j}$ o somatório das ações permanentes e a ação variável considerada como base, quantificada pelo seu valor frequente ($\Psi_1 Q_k$) e as restantes ações variáveis, quantificadas pelos seus valores quase permanentes ($\Psi_2 Q_k$). Irão ser demonstradas de maneira simples as combinações consideradas:

Combinação 1: $\Sigma G_k + 0,4 \times (q1 + q2) + 0,2 \times q4$

Combinação 2: $\Sigma G_k + 0,4 \times (q1 + q2) + 0,2 \times q3$

Combinação 3: $\Sigma G_k + 0,4 \times Q1 + 0,2 \times q4$

Combinação 4: $\Sigma G_k + 0,4 \times Q1 + 0,2 \times q3$

- Combinação quase-permanente (longa duração):

$$\Sigma G_{k,j} + \Sigma \Psi_{2,i} \times Q_{k,i} \quad (4.12)$$

Combinação 1: $\Sigma G_k + 0,2 \times [(q1 + q2) + q4]$

Combinação 2: $\Sigma G_k + 0,2 \times [(q1 + q2) + q3]$

Combinação 3: $\Sigma G_k + 0,2 \times [Q1 + q4]$

Combinação 4: $\Sigma G_k + 0,2 \times [Q1 + q3]$

- Combinação rara (curta duração):

$$\Sigma G_{k,j} + Q_{k,1} + \Sigma \Psi_{1,i} \times Q_{k,i} \quad (4.13)$$

Combinação 1: $\Sigma G_k + (q1 + q2) + 0,4 \times q4$

Combinação 2: $\Sigma G_k + (q1 + q2) + 0,4 \times q3$

Combinação 3: $\Sigma G_k + Q1 + 0,4 \times q4$

Combinação 4: $\Sigma G_k + Q1 + 0,4 \times q3$

4.4.2. Estados limite últimos (ELU)

Designa-se por estado limite último o estado de colapso da estrutura, podendo ser um colapso total ou parcial.

Em conciliação com o artigo 9º do RSA, a verificação da segurança em relação aos estados limites últimos, que não envolvam perda de equilíbrio ou fadiga, consiste em respeitar a condição:

$$S_d \leq R_d \quad (4.14)$$

S_d – valor de cálculo do esforço atuante

R_d – valor de cálculo de esforço resistente

Os valores de cálculo dos esforços atuantes, para a verificação da segurança, devem ser obtidos considerando a seguinte equação para a combinação fundamental, sendo ação base uma sobrecarga:

$$S_d = \Sigma \gamma_{gi} \times S_{Gik} + \gamma_q [S_{Q1k} + \Sigma \Psi_{0j} \times S_{Qjk}] \quad (4.15)$$

Onde:

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

S_{Q1k} – esforço resultante da ação variável considerada como base;

S_{Qjk} – esforço resultante de uma ação variável distinta da ação base;

$\gamma_{gi} = 1,35$ – coeficiente de segurança para as ações permanentes;

$\gamma_q = 1,5$ – coeficiente de segurança para as ações variáveis;

$\Psi_{0j} = 0,6$ – coeficiente correspondente à ação variável de ordem j.

Combinação 1: $\Sigma 1,35 \times G_k + 1,5 \times [(q1 + q2) + 0,6 \times q4]$

Combinação 2: $\Sigma 1,35 \times G_k + 1,5 \times [(q1 + q2)]$

Combinação 3: $\Sigma 1,35 \times G_k + 1,5 \times [Q1 + 0,6 \times q4]$

Combinação 4: $\Sigma 1,35 \times G_k + 1,5 \times [Q1]$

5. Verificação e análise da segurança da estrutura

5.1. Regulamentação

Neste capítulo de verificação e análise da segurança da estrutura foi empregue o regulamento REBAP e, em alguns casos em que este regulamento não era consistente ou informação omissa, foi aplicado o EC2.

Faz-se uma breve referência ao EC3 para o dimensionamento das treliças na pré-laje.

Normas:

- REBAP, Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado
- EN1992-1-1:2008 [EC2], Projeto de estruturas de betão – Regras gerais e regras para edifícios;
- EN1993-1-1:2010 [EC3], Projeto de estruturas de aço – Regras gerais e regras para edifícios.

5.2. Durabilidade e recobrimento das armaduras

Deve ser dado especial cuidado à conceção estrutural, à seleção, execução e controlo dos materiais e aos pormenores construtivos para a longevidade de uma estrutura. O recobrimento das armaduras é um aspeto subjacente ao projeto para alcançar a durabilidade.

Um bom recobrimento é conseguido através do controlo do valor máximo da relação água-cimento, bem como do teor mínimo de cimento.

O EC2 na secção 4.4 especifica de uma forma mais consistente qual o recobrimento que as armaduras de flexão e de pré-esforço devem cumprir. Para tal, é necessário definir as condições ambientais a que a estrutura vai estar submetida.

É admitido que as soluções dimensionadas estão sujeitas a corrosão induzida por cloretos transportados pelo ar. No quadro 4.1 do EC2 estão definidas as classes de exposição ambiental, que corresponde a XD1.

O recobrimento mínimo das armaduras de flexão e dos cordões auto embainhados, para um projeto com tempo de vida útil de 100 anos (classe S5), é de 45 mm, enquanto o recobrimento nominal é de 55 mm. Optou-se por utilizar um recobrimento (c) de 50 mm.

Os valores recomendados para o recobrimento e afastamento de bainhas circulares de pré-esforço por pós-tensão é o correspondente ao diâmetro da própria bainha.

Neste projeto decidiu-se ver a possibilidade de implementar, quando possível, cabos auto embainhados (cordões não aderentes), substituindo o uso de bainhas comerciais. Para esta situação

foi necessária uma pesquisa exaustiva do posicionamento dos cabos, na sua excentricidade máxima.

O EC2 não é muito explícito quando se trata de cordões não aderentes, pois apenas solicita a disposição de bainhas que não devem ser agrupadas, exceto no caso de um par de bainhas colocado verticalmente uma por cima da outra, permitindo a redução na largura da alma, o que diminui a resistência das bielas de betão, e conseqüentemente a resistência ao esforço transversal.

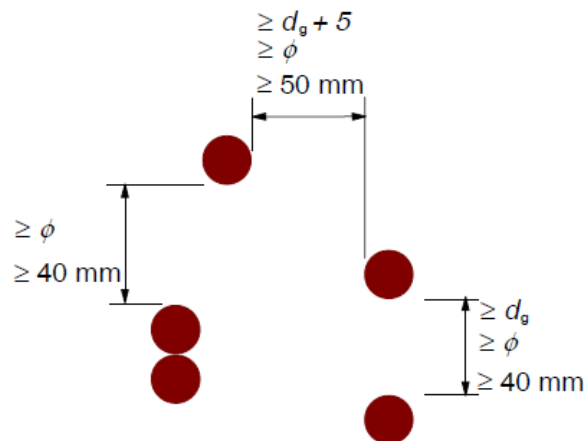


Figura 5.1 – Distâncias livres mínimas entre bainhas [EC2]

Mas muitas das vezes na construção de lajes fungiformes o pré-esforço não aderente é agrupado em bandas, para facilitar a eventual realização de aberturas. Segundo Bijan O. Aalami, de acordo com o ACI (American Concrete Institute), é comum agrupar até 4 cordões não aderentes em lajes. Para além da possibilidade de má consolidação do betão em torno dos agrupamentos, esta limitação é seguida por dois motivos. Em primeiro porque há um aumento do potencial da delimitação à volta do agrupamento e em segundo devido ao aumento da probabilidade de rotura nas localizações horizontais das curvaturas enquanto são colocadas umas sobre as outras. Mas, em vigas o caso é outro, não havendo limitação do número de cordões não aderentes agrupados. A colocação do betão por baixo do conjunto pode ser um local satisfatório e consolidado. Na prática, o limite por banda são 6 cordões, e é necessário não esquecer de providenciar o suporte destes agrupamentos, como é possível ver na Figura 5.2 [17]. Também é imprescindível assegurar o correto posicionamento das bainhas ao longo da viga, com auxílio a estes suportes, como se pode ver na Figura 5.3, de modo a evitar o deslocamento ou desconexão das mesmas.

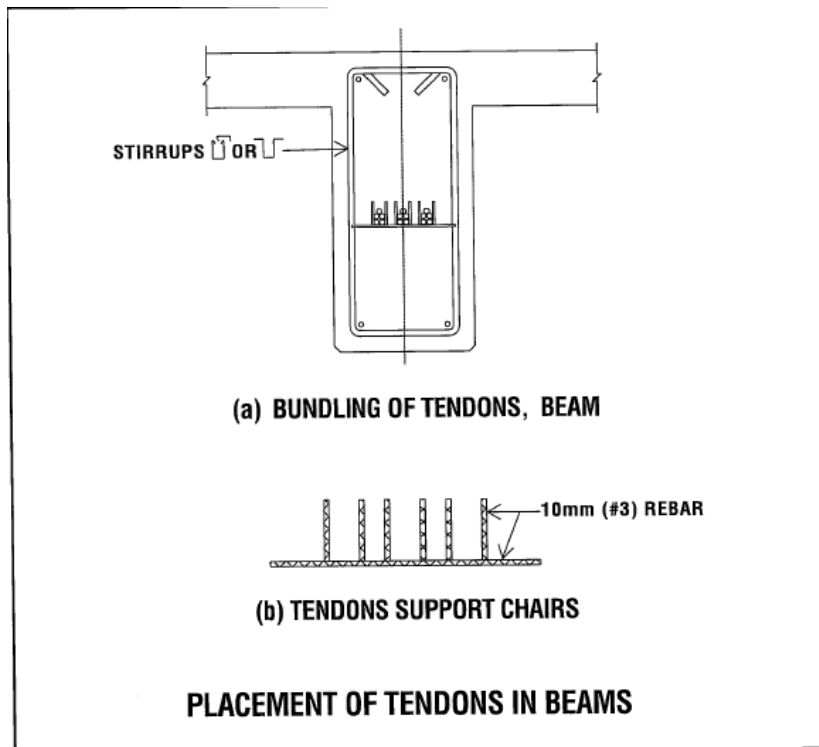


Figura 5.2 – Agrupamento de cordões

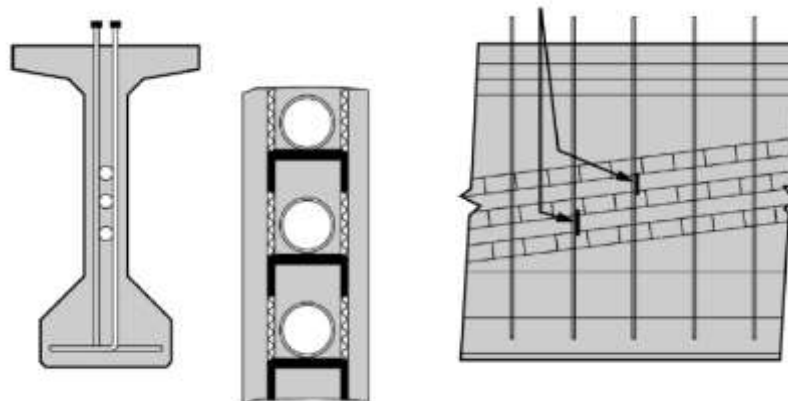


Figura 5.3 – Suporte para bainhas

5.3. Análise estrutural

O objetivo deste capítulo é determinar a distribuição de esforços, tensões e extensões, podendo tratar-se de uma análise global ou local.

5.3.1. Características das secções transversais adotadas

As secções adotadas para este estudo, como foram referidas no capítulo 2.1, são vigas “I” e “T”. É de salientar que as dimensões indicadas na Figura 5.5 foram aprovadas após várias tentativas, tendo em conta aspetos como: disposições construtivas das armaduras ordinárias e de pré-esforço,

verificação da segurança, de maneira a conseguir obter várias soluções de vãos com a mesma altura e de forma standard, variando apenas a altura das secções.

Convém referir ainda que as dimensões dos elementos estruturais devem ser estabelecidas para que seja possível alojar os cabos e ancoragens de maneira folgada. As limitações de espaço podem conduzir a traçados complicados, mais difíceis de materializar e com maiores perdas por atrito. Aliás, as dimensões dos elementos estruturais são condicionadas muitas vezes, não por razões de resistência necessária, mas, justamente, pelo espaço mínimo necessário à instalação do pré-esforço. Foi necessário alargar as zonas de extremidades das peças de forma a conseguir-se instalar as ancoragens do pré-esforço, como pode demonstrar na Figura 5.4. Foi atribuído um comprimento de 1m de maciçamento até vãos de 15 m e acima deste vão foi considerado 1,5 m.

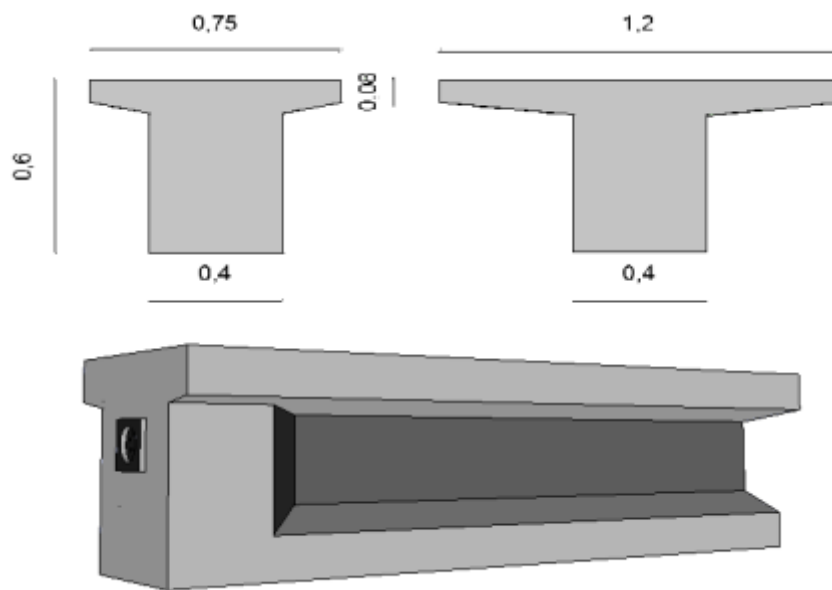


Figura 5.4 – Definição da secção ao longo da viga

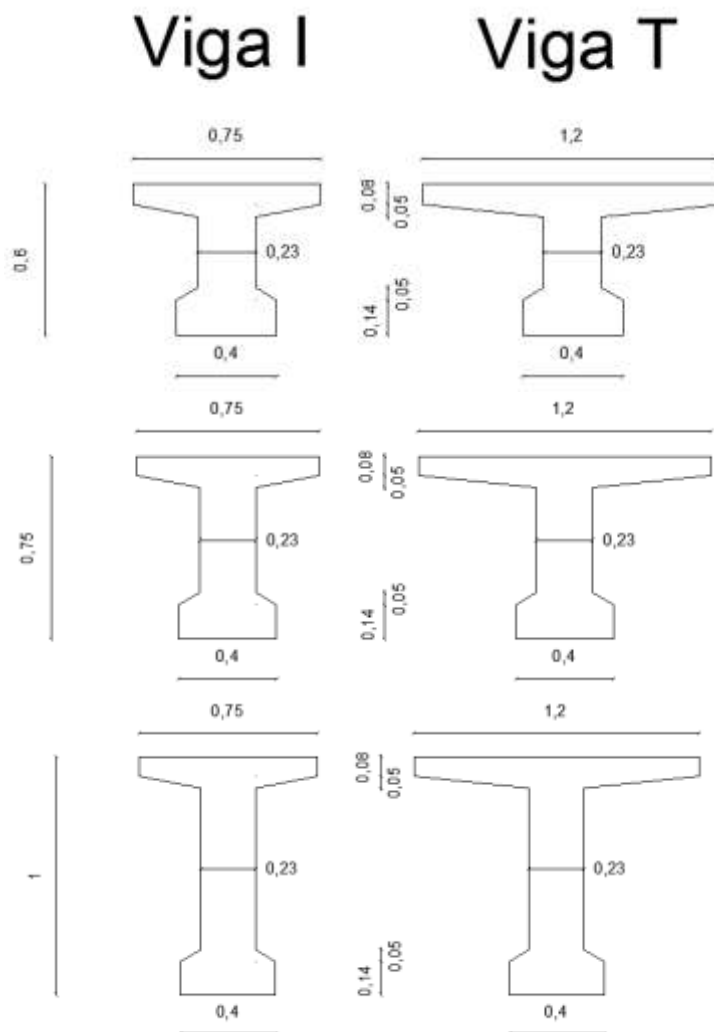


Figura 5.5 – Seções transversais adotadas, dimensões em (m)

Quadro 5.1 – Características das seções de vigas “I”

	A (m²)	I_x (m⁴)	vs (m)	vi (m)
Viga I - 60	0,221	0,0087	0,267	0,333
Viga I - 75	0,255	0,0159	0,338	0,412
Viga I - 100	0,313	0,0345	0,459	0,541

Quadro 5.2 – Características das seções de vigas “T”

	A (m²)	I_x (m⁴)	vs (m)	vi (m)
Viga T - 60	0,268	0,0105	0,229	0,371
Viga T - 75	0,302	0,0192	0,294	0,456
Viga T - 100	0,360	0,0413	0,406	0,594

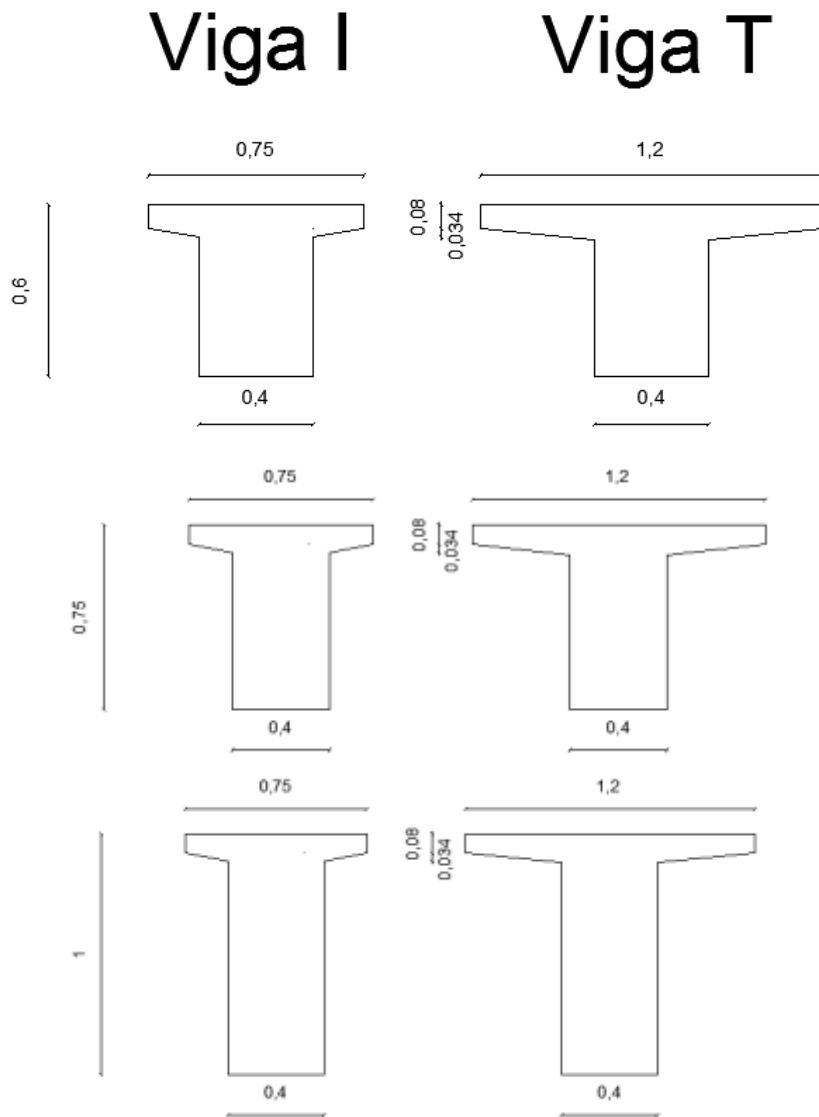


Figura 5.6 - Secções transversais adotadas nas faces extremas, dimensões em (m)

Quadro 5.3 – Características das secções extremas de vigas “I”

	A (m ²)	I _x (m ⁴)	vs (m)	vi (m)
Viga I - 60	0,221	0,0091	0,269	0,331
Viga I - 75	0,334	0,0173	0,342	0,408
Viga I - 100	0,434	0,0397	0,465	0,535

Quadro 5.4 – Características das secções extremas de vigas “T”

	A (m ²)	I _x (m ⁴)	vs (m)	vi (m)
Viga T - 60	0,321	0,0110	0,237	0,363
Viga T - 75	0,381	0,0208	0,306	0,444
Viga T - 100	0,481	0,0469	0,425	0,575

É de salientar que as características apresentadas foram estudadas de forma a conseguir abranger o maior número de vãos possíveis para cada tipo e altura de viga.

Para as soluções de tabuleiro com vigas afastadas, foram utilizadas as mesmas características das vigas “I” de maneira a incluir o máximo de soluções com estas características, e para ser possível uma comparação entre soluções.

5.3.2. Largura efetiva

No dimensionamento de vigas com banzos, pode-se tirar partido da existência destes elementos. Simplificadamente, considera-se uma largura efetiva (b_{ef}), onde se admite que a distribuição de tensões é uniforme, como mostra a Figura 5.7.

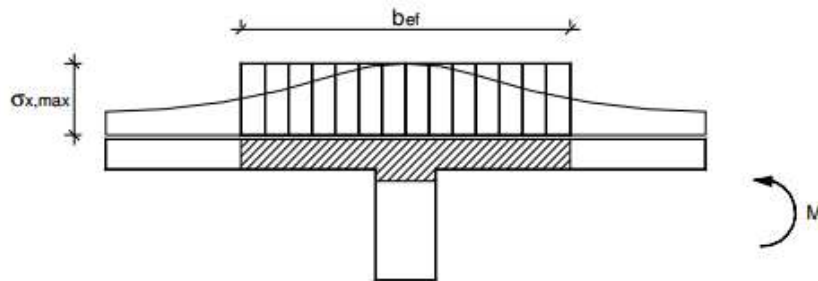


Figura 5.7 – Distribuição de tensões no banzo comprimido

De acordo com o EC2 na secção 5.3.2.1, o cálculo genérico de b_{ef} é exposto da seguinte forma:

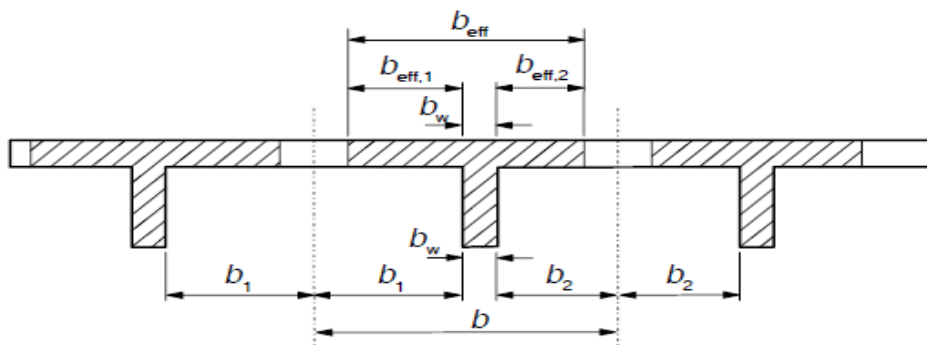


Figura 5.8 – Parâmetros para a determinação da largura efetiva

onde:

$$b_{ef} = \sum b_{ef,i} + b_w \leq b \quad (5.1)$$

$$b_{ef,i} = 0,2 b_i + 0,1 l_0 \leq 0,2 l_0 \quad (5.2)$$

mas:

$$b_{ef,i} \leq b_i \tag{5.3}$$

b_w – espessura da alma

A determinação da largura efetiva é em função da distância l_0 entre pontos de momento nulo, a qual poderá obter-se na Figura 5.9.

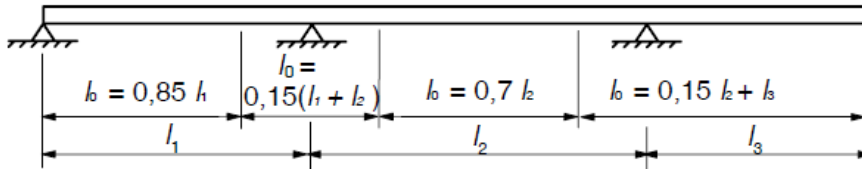


Figura 5.9 – Definição de l_0 , para o cálculo da largura efetiva do banzo

Analisando um caso prático para um afastamento de 1,5 m:

Viga simplesmente apoiada

b_w	0,23 m
b	1,5 m
l_0	10 m
$b_1 = b_2$	0,635 m

$$b_1 = b_2 = \frac{1,5 + 0,23}{2} = 0,635 \text{ m}$$

$$b_{ef,1} = b_{ef,2} = 0,2 \times 0,635 + 0,1 \times 10 =$$

$$b_{ef,1} = b_{ef,2} = 1,13 \text{ m} \leq 2 \text{ m}$$

$$b_{ef,1} = b_{ef,2} = 1,13 \text{ m} \leq 0,635 \text{ m}$$

Logo:

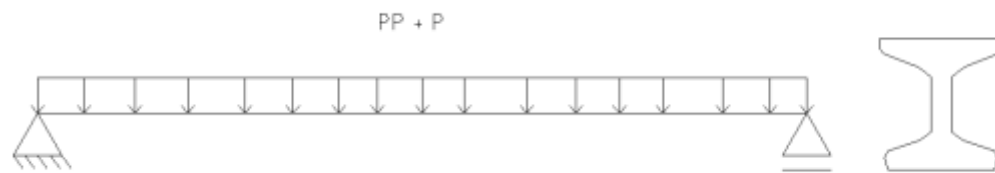
$$b_{ef} = 2 \times 0,635 + 0,23 = 1,5 \text{ m} \leq 1,5 \text{ m}$$

Nos casos estudados e através dos cálculos efetuados conclui-se que a largura de influência que vai para cada viga (b_{ef}) é igual à dimensão de b , que no caso de vigas afastadas será o próprio afastamento e na situação em que as vigas estão adjacentes o valor de b é igual ao banzo superior da viga.

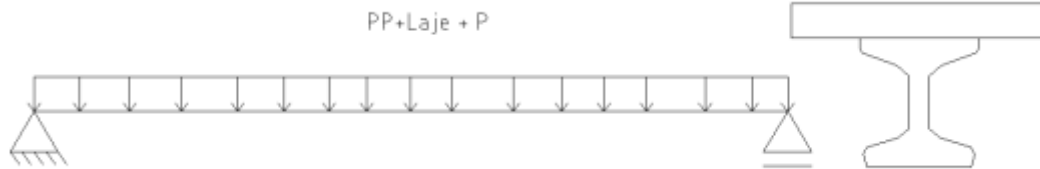
5.3.3. Faseamento construtivo

Uma ponte de betão armado pré-esforçado de vigas pré-fabricadas *in situ* e com a laje do tabuleiro betonada *in situ* é submetida, no decurso da sua construção, a um tipo de carregamento que pode diferir muito da solicitação final resultante da aplicação das ações regulamentares à estrutura completa. Este carácter evolutivo da estrutura e das próprias ações pode assumir bastante importância para as verificações de tensões e deformações, uma vez que os esforços que se desenvolvem em fase construtiva podem assumir uma elevada grandeza e/ou diferir muito dos que se instalam na estrutura final.

1º Fase – Colocação da viga e tensionada por pós-tensão



2º Fase – Betonagem da laje



3º Fase – Colocação das restantes cargas permanentes e sobrecargas

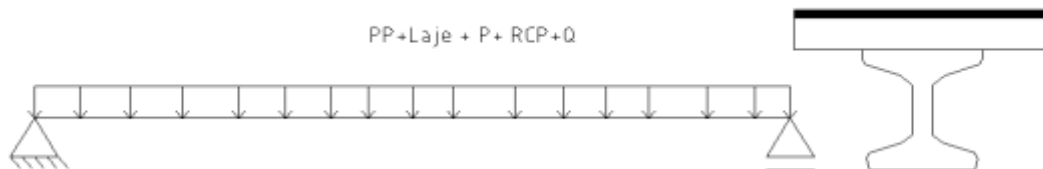


Figura 5.10 – Faseamento construtivo da obra

Estas três fases vão definir os períodos de tempo em que é necessário verificar as tensões na secção. Isto é, numa primeira fase, que corresponde à colocação das vigas no local definitivo, onde só está presente o peso próprio da viga, esta terá de suportar as elevadas forças de tensionamento do pré-esforço, no betão, de forma a assegurar a colocação das restantes cargas.

Numa segunda fase, durante a betonagem *in situ* da laje do tabuleiro ou no momento de colocação das pré-lajes e posterior betonagem de enchimento, a viga, com as suas características iniciais, terá de sustentar o seu peso e o peso da laje.

Na terceira fase a laje garante a continuidade do conjunto (viga+laje), resultando de um funcionamento integral da secção. Assim, a atuação das restantes cargas permanentes e sobrecargas é realizada sobre o conjunto.

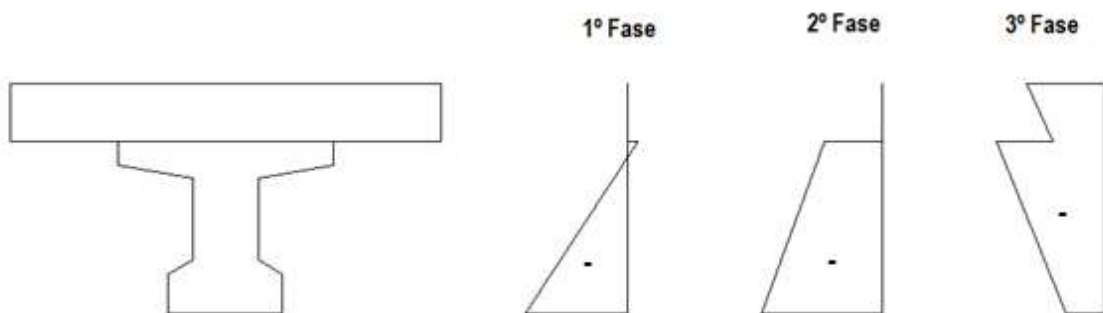


Figura 5.11 – Diagrama de tensões nas fases construtivas

A Figura 5.11 demonstra os diagramas de tensões nas 3 fases construtivas. Observa-se que na fase 1 e 2 não existem tensões na laje, por esta não ser o elemento resistente destas etapas. Em relação ao diagrama da fase 3, em que a laje e viga se encontram como um conjunto resistente, atuando as restantes cargas permanentes e sobrecargas, existem tensões na face extrema de cada elemento. Pretende-se também, que em estruturas pré-esforçadas as secções estejam todas comprimidas, podendo apresentar trações restringidas.



Figura 5.12 – Características em fase construtiva

No anexo I apresentam-se as características finais das vigas.

5.3.4. Esforços de cálculo

Devido à existência de cargas rolantes, a análise de esforços, num tabuleiro de uma ponte, tornar-se um processo complexo na decomposição das forças para a viga que se revelará mais esforçada. Adotou-se, então, o método percentual, que designará a percentagem de esforço, de cada ação, para a viga mais esforçada, recorrendo ao programa de cálculo Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2013.

Neste programa reproduziu-se um modelo de cálculo global tridimensional de um tabuleiro com as vigas devidamente posicionadas de acordo com a solução estudada, como se pode ver na Figura 5.13.

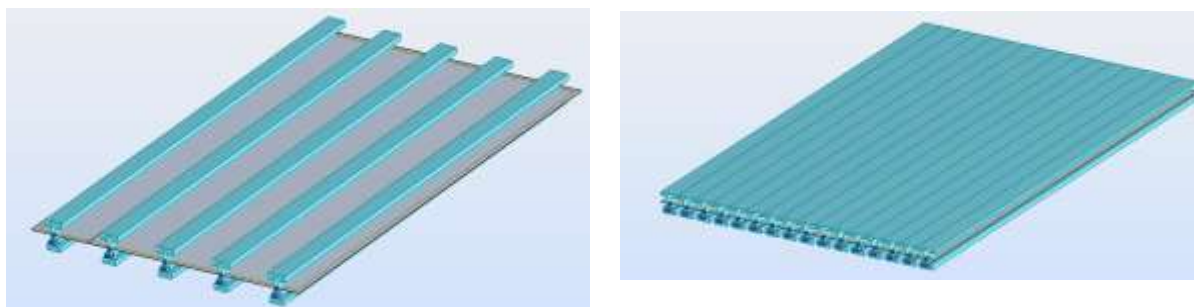


Figura 5.13 – Modelo do tabuleiro com vigas afastadas e sem afastamento [Robot]

Para a laje de tabuleiro, considerou-se uma laje maciça utilizando o método de elementos finitos e a comportar-se como um diagrama rígido, isto é, de maneira a que as forças de inércia sejam transmitidas para as vigas.

Para a análise de esforços, no tabuleiro generalizado, foi necessário contabilizar o número de vigas utilizadas para cada solução. O número destes elementos dependeu, essencialmente, da dimensão do tabuleiro, da dimensão do banzo superior e dos afastamentos propostos. Com isto, nas vigas “T”, foram utilizadas 10 vigas, nas vigas “I”, em que estas se encontram adjacentes, utilizaram-se 16 vigas e para as vigas “I” com afastamentos o número de vigas e a dimensão das consolas, na extremidade do tabuleiro, estes parâmetros estão dispostos no Quadro 5.5.

Quadro 5.5 – Dimensões das consolas e números de vigas para as soluções com afastamento

Afastamentos (m)	Consolas (m)	Nº de vigas
1,5	0,75	8
1,75	0,75	7
2	1	6
2,25	1,5	5
2,5	1	5
2,75	0,5	5
3	1,5	4
3,25	1,15	4
3,5	0,75	4

Este programa admite que as peças da estrutura estão ligadas pelo seu centro de gravidade, o que faz com que os esforços obtidos não sejam os corretos. Para corrigir esta situação reduziu-se a inércia das vigas na direção do seu comprimento (y). Este coeficiente de redução é definido pela relação entre a inércia do conjunto e a inércia da viga.

O método percentual consistiu em calcular a percentagem de momento que passará para a viga mais esforçada através do programa de cálculo Robot. Este processo foi realizado para as ações das restantes cargas permanentes, ação do “veículo tipo”, e para a carga concentrada e distribuída do passeio. Para as ações da faixa de rodagem, à equação estabelecida dos momentos divide-se pelo número de vigas existentes no tabuleiro, por ser uma carga distribuída por quase toda a área do pavimento.

De forma a tornar o método de cálculo automático, através do programa Microsoft Excel foi organizada “uma base de dados”, para todos os esforços de todas as soluções previstas.

Analisando um caso prático de uma viga com 10 m, no caso de carga do “veículo tipo”.

- Será colocado na posição mais desfavorável do tabuleiro, sendo próximo do passeio, cerca de 0,5 m deste e a meio vão;

- Através do programa de calculo Robot, Figura 5.14, verifica-se que o momento da viga mais esforçada desta solução é de:

$$M_{m\acute{a}x} = 351,71 \text{ kN.m}$$

- Percentagem de esforço:

$$MQ1 = \frac{351,71}{\sum M_{Momentos}} = 31 \% \quad (5.4)$$

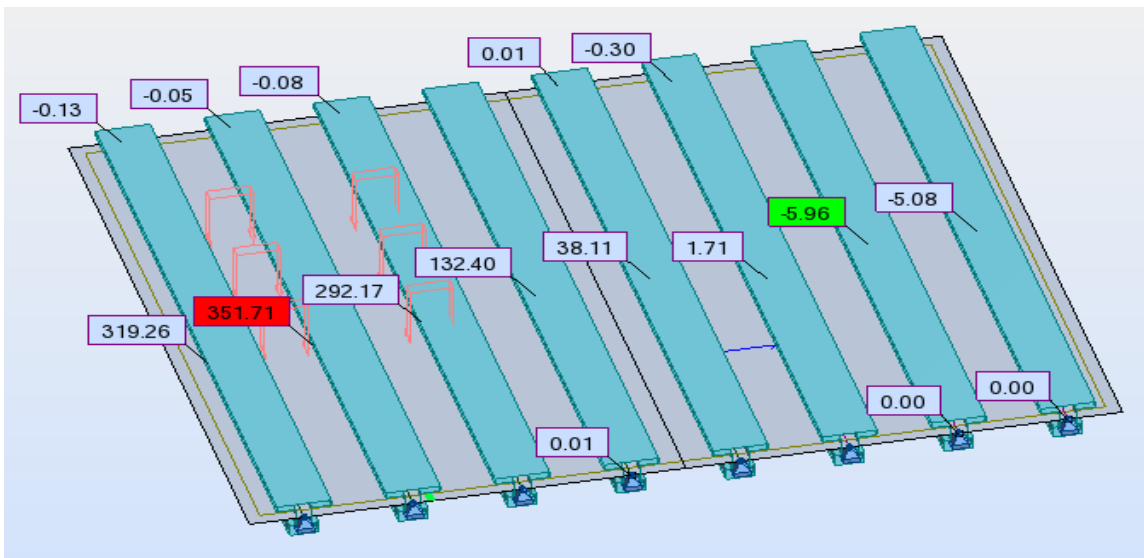


Figura 5.14 – Momento máximo na viga mais esforçada, pela ação do “veículo tipo”

- Através da análise de esforços de uma viga simplesmente apoiada com 3 cargas concentradas de 200 kN, na Figura 5.15:

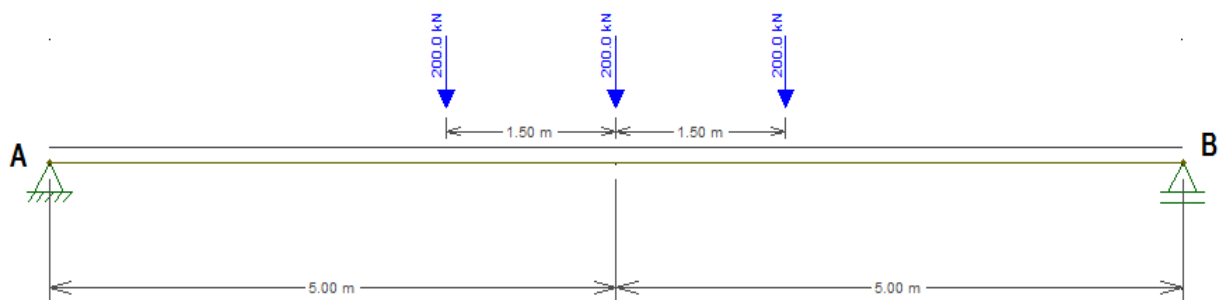


Figura 5.15 – Esquema de carga rolante da ação do veículo

Através das equações de equilíbrio da estática:

$$R_A = R_B = 300 \text{ kN} \quad (5.5)$$

$$M_{m\acute{a}x} = 300 \times \left(\frac{10}{2} - 1,5\right) + (300 - 200) \times 1,5 = 1200 \text{ kN.m} \quad (5.6)$$

$$1200 \times 0,31 = 372 \text{ kN.m} \quad (5.7)$$

- Comparando as soluções de momentos máximos do Robot ou pelo método manual, observam-se ligeiras diferenças. Isto deve-se ao facto do programa Robot direccionar uma parte dos esforços para a laje.

Analisando o caso de carga da “faca” (Mq1) no qual o método anterior não foi aplicado, tem-se:

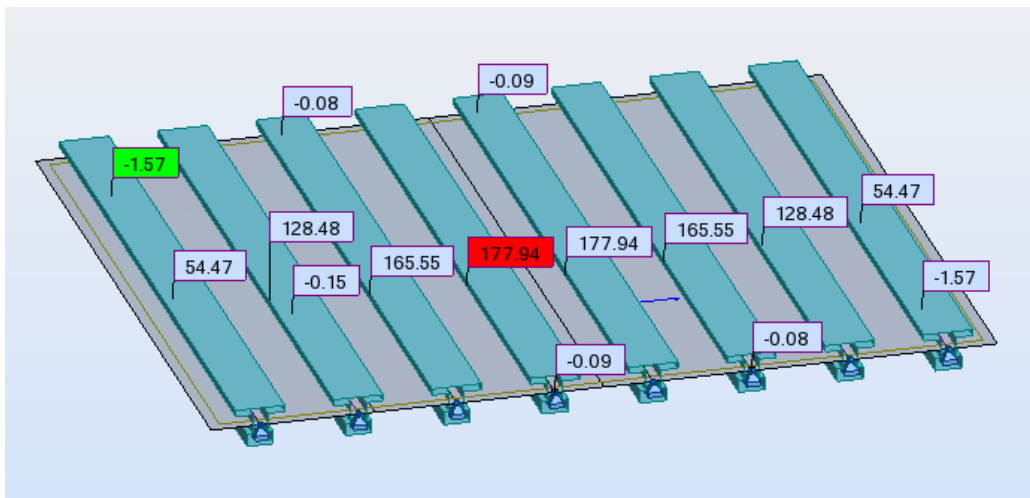


Figura 5.16 – Momento máximo na viga mais esforçada, da sobrecarga Mq3

$$M_{Ed} = \frac{g \times l}{4} = \frac{50 \times (9 \text{ m}) \times 10}{4} = \frac{1125}{8 \text{ vigas}} \text{ kN.m} = 140,63 \text{ kN.m} \quad (5.8)$$

Comparando os dois esforços, observa-se uma diferença de 37,31 kN. Esta diferença deve-se, sobretudo devido à atuação desta carga nas vigas interiores, sendo as vigas centrais as mais esforçadas. Esta situação não é preocupante porque, na verificação dos estados limites últimos, a atuação desta carga não é a mais desfavorável.

Quadro 5.6 – Equação dos momentos referente das várias sobrecargas

Ações	Momento
Cargas distribuídas (peso próprio, q2,q4)	$M = \frac{g \times l^2}{8}$
Carga do veículo (Q1)	$M = 300 \times \left(\frac{l}{2} - 1,5\right) + (300 - 200) \times 1,5$
Carga concentrada (q1,q3)	$M = \frac{g \times l}{4}$

Após processada esta análise, foram obtidos graficamente os resultados das percentagens, referentes aos casos de carga das restantes cargas permanentes e das sobrecargas do veículo (MQ1), concentrada (Mq3) e distribuída (Mq4) do passeio.

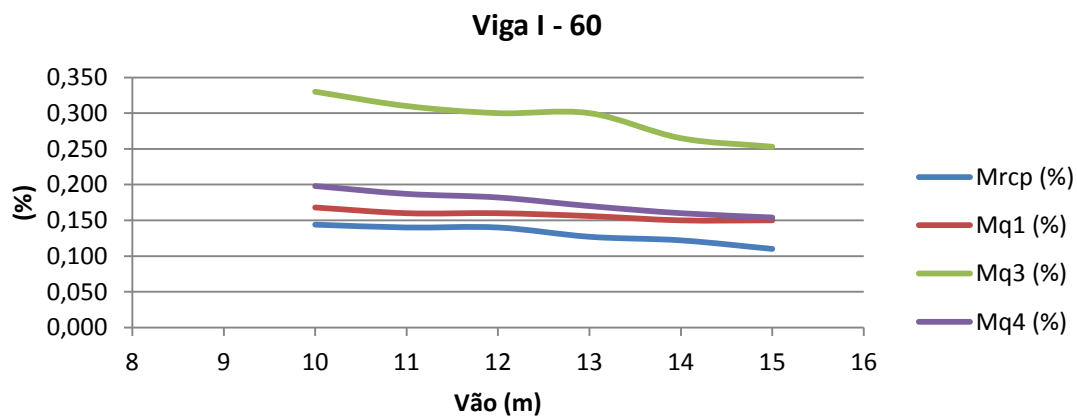


Figura 5.17 – Gráfico de percentagem de esforços referentes das restantes cargas permanentes e sobrecargas na viga I – 60

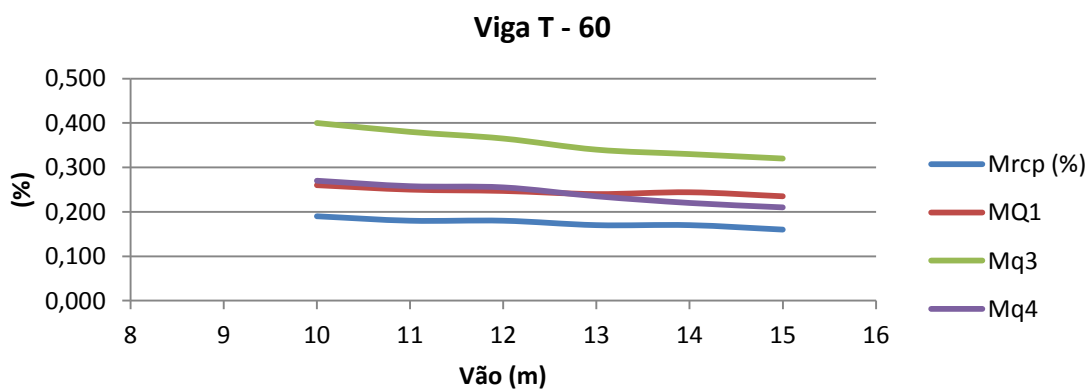


Figura 5.18 – Gráfico de percentagem de esforços referentes das restantes cargas permanentes e sobrecargas na viga T – 60

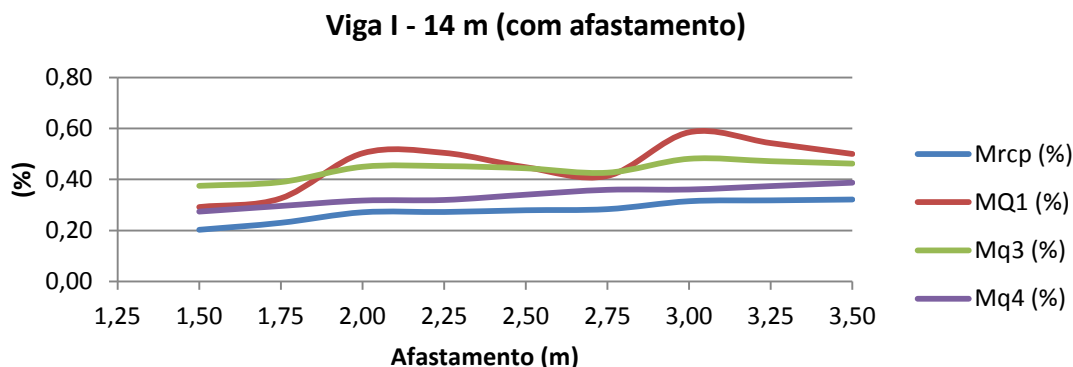


Figura 5.19 – Gráfico de percentagem de esforços referentes das restantes cargas permanentes e sobrecargas na viga I – 75 para um vão de 14 m.

Como se observa na Figura 5.17 e Figura 5.18, para as soluções sem afastamento, a percentagem de cargas é decrescente e linear à medida que o vão aumenta, portanto os momentos fletores positivos aumentam quanto maior for o vão, como era de esperar. Nota-se também que a carga com maior percentagem é a carga concentrada do passeio, porque o somatório dos esforços no tabuleiro não é muito grande em comparação com a viga mais esforçada.

O estudo das percentagens para as vigas I com afastamento é realizado para cada vão, fazendo variar o afastamento. Verifica-se, pela Figura 5.19, que as percentagens aumentam linearmente, em alguns casos de carga, mas confirma-se uma oscilação da variação da carga do veículo. Isto deve-se ao facto da diferença do número de vigas e da dimensão da consola considerada para cada afastamento. Ou seja, até ao afastamento de 2 m observa-se o aumento da percentagem desta carga, porque existe a diminuição do número de vigas. Entre os afastamentos de 2,25 m e 2,75 m, tem-se o mesmo número de vigas, mas as dimensões das consolas diminuem. Como consequência diminuem também a percentagem de esforços, pois a área de influência da viga extrema mais esforçada em afastamentos maiores é menor.

É de realçar que estas percentagens só são válidas para as dimensões adotadas no capítulo 4.2.2 do Quadro 4.3 da plataforma. Caso o projeto seja alterado é necessário um estudo aprofundado destes resultados.

Os gráficos das percentagens obtidas para a determinação dos esforços de cada solução encontram-se no anexo II, e os esforços afetados por estas percentagens estão apresentados no anexo III.

5.3.5. Traçados do pré-esforço

A escolha dos traçados dos cabos consiste em posicioná-los nas zonas onde ocorrem trações, procurando que os momentos provocados pelo pré-esforço (P.e) acompanhem o diagrama de momentos provocado pelas cargas permanentes.

Além do efeito do carregamento, existem outros fatores que influenciam um projeto de traçado dos cabos relacionados com a geometria da secção, as peculiaridades dos processos construtivos, e no comportamento da estrutura.

No caso de pré-esforço em pós-tensão os traçados são definidos propondo-se uma associação de troços parabólicos e retilíneos. Em vigas pré-esforçadas de grandes vãos, muitas das vezes, são necessários muitos cabos e, frequentemente, a área da face extrema da viga não oferece o espaço necessário para a colocação das peças de ancoragem para todos os cabos. O que se pratica, nesta situação, é ancorar os cabos em posições diferentes ou alargar a secção das extremidades.



Figura 5.20 – Posicionamento das ancoragens em vigas simplesmente apoiadas. [Pfeil 1894]

De forma a facilitar a instalação das ancoragens e, naturalmente minimizar possíveis erros na sua montagem, é comum a previsão de troços retilíneos com cerca de 0,3 m para cordões auto embainhados ou até 1 m para cabos.

Segundo Carla Marchão e Julio Appleton (2009) é necessário ter em conta alguns cuidados:

- Traçados simples: troços retos ou parabólicos;
- Aproveitar as excentricidades máximas nas zonas de maiores momentos;
- Sempre que possível, nas extremidades, os cabos deverão situar-se dentro do núcleo central da secção;
- O traçado (ou resultante dos cabos) deverá cruzar o centro de gravidade da secção numa secção próxima da de momentos nulos das cargas permanentes;
- Devem respeitar-se as restrições de ordem prática da construção e os limites correspondentes às dimensões das ancoragens e resistências do betão, necessários para resistir às forças de ancoragem.
- O raio de curvatura dos cabos deve ser superior ao raio mínimo que, simplifadamente, pode ser obtido pela expressão:

$$R_{min} = 3\sqrt{P_u} \quad (5.9)$$

em que:

P_u - força última do cabo, (MN)

Quadro 5.7 – Raios mínimos

Nº de cordões	R_{min} (m)
Cordão auto-embañhado	1
4	3
5	3,5
7	4
9	4,8
12	5

Nas soluções em estudo, o traçado é definido por 4 parábolas, para que a força de tensionamento seja horizontal e de fácil aplicação.

É de salientar que as soluções previstas com cordões não aderentes (cordões auto embañhados) vão ter variação do traçado em 2 direções, em planta e em alçado. Os traçados em planta deste tipo de cordões têm de ser adaptados à geometria da peça, de maneira a serem agrupados o mais perto possível das extremidades, zona de maciçamento.

Para a definição dos traçados dos cabos temos:

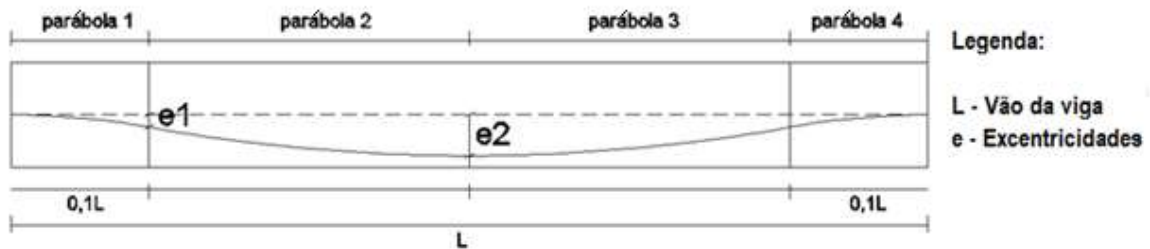


Figura 5.21 – Alçado do traçado cabo

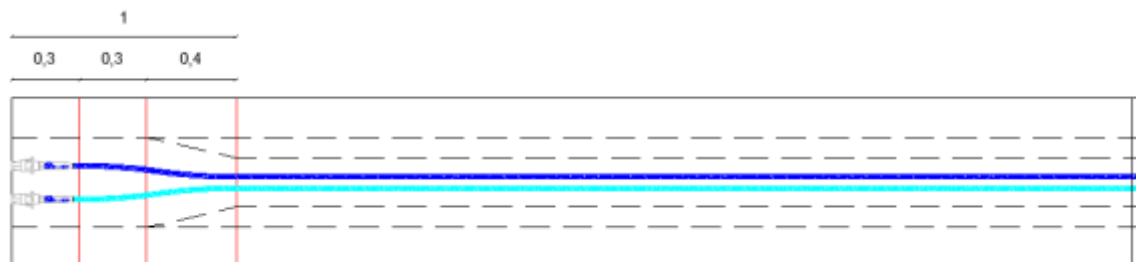


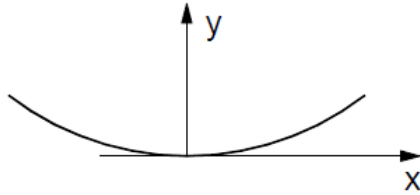
Figura 5.22 – Planta do traçado do cabo, unidades em (m)

5.3.5.1 Características dos traçados parabólicos

Para a definição de uma parábola genérica é necessário conhecer 3 pontos, sendo a equação geral:

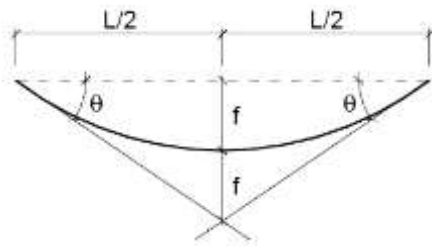
$$y = ax^2 + bx + c \quad (5.10)$$

Nos casos estudados, foi utilizado um referencial local:



Ficando a equação da parábola reduzida a 1 ponto:

$$y = ax^2$$



Determinando o parâmetro a:

$$\tan \theta = \frac{2f}{L/2} = \frac{4f}{L}$$

Derivando a equação da parábola:

$$y'(-L/2) = 2a(L/2) = \tan \theta, \text{ logo } a = \frac{4f}{L^2} \quad (5.11)$$

ou

$$y(L/2) = f \leftrightarrow a \times (L/2)^2 = f, \text{ logo } a = \frac{4f}{L^2} \quad (5.12)$$

Para a determinação do ponto de inflexão, ou seja, o ponto em que há mudança de concavidade das parábolas, admite-se a linearidade entre os pontos que une os extremos. De maneira que:

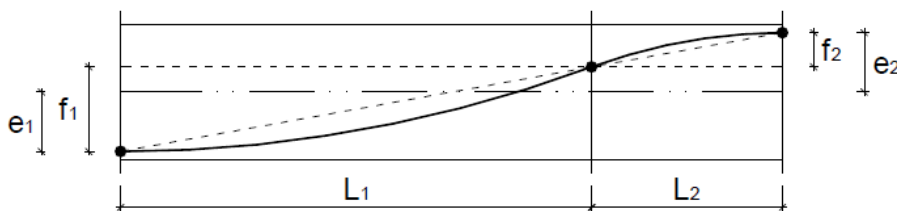


Figura 5.23 – Determinação do ponto de inflexão

$$\frac{f_1}{L_1} = \frac{e_1 + e_2}{L_1 + L_2} \leftrightarrow f_1 = \frac{L_1}{L_1 + L_2} (e_1 + e_2) \quad (5.13)$$

$$f_2 = (e_2 + e_1) - f_1 \quad (5.14)$$

Analisando um caso prático de uma viga com 10 m, em que o traçado do cabo se inicia a partir do centro de gravidade da secção:

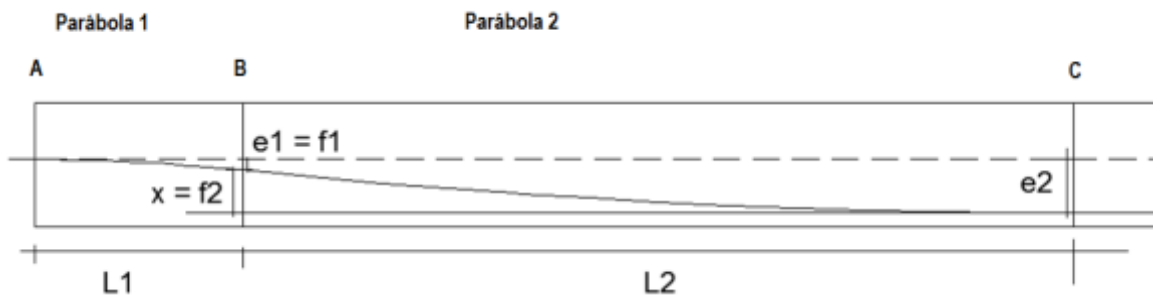


Figura 5.24 – Esquema representativo das parábolas da viga, em planta

Admitindo que a excentricidade máxima, $e_2 = 0,263$:

$$L_1 = 0,1 L = 1 \text{ m}$$

$$L_2 = \frac{10}{2} - 1 = 4 \text{ m}$$

Definição do ponto de inflexão, que neste caso é igual à excentricidade, e_1 :

$$\frac{f_2}{L_2} = \frac{e_2}{L_1 + L_2} \leftrightarrow f_2 = \frac{L_2}{L_1 + L_2} e_2 = 0,210 \text{ m}$$

$$f_1 = e_1 = e_2 - f_2 = 0,053 \text{ m}$$

Parábola 1:

$$y(1) = 0,053 \leftrightarrow a \times 1^2 = 0,053$$

$$a = 0,053$$

$$y_1(x) = 0,053 x^2$$

Parábola 2:

$$y(4) = 0,210 \leftrightarrow a \times 4^2 = 0,210$$

$$a = 0,013$$

$$y_2(x) = 0,013 x^2$$

5.4. Estados limite de utilização (ELS)

De acordo com o REBAP, artigo 65º, para a verificação relativamente aos estados limites de utilização (fendilhação e deformação) interessa considerar os estados de curta duração e longa duração. O que acontece realmente, nas estruturas muito fissuradas ou deformadas, é que existe uma alteração de inércias e rigidez dos elementos, provocada pelas cargas aplicadas. Essa verificação é tida em conta para a verificação em estado limite de serviço.

5.4.1. Estado limite de fendilhação

No caso de armaduras de pré-esforço, os estados limites a considerar são os de descompressão e os de largura de fendas.

Em concordância com o artigo 68º do REBAP, os estados limites a considerar, para assegurar a conveniente durabilidade das estruturas, devem ser escolhidos em relação a cada tipo de combinação de ações, referidas no capítulo 4.4.1, tendo em conta a agressividade do ambiente e a sensibilidade das armaduras à corrosão.

Pelo que se observa no Quadro 5.8, o estado limite de descompressão a considerar seria para a combinação de ações quase-permanentes, admitindo um ambiente moderadamente agressivo.

Quadro 5.8 – Estados limites de fendilhação para armaduras de pré-esforço.

Ambiente	Combinações de ações	Estado limite
Pouco agressivo	Frequentes	Largura de fendas, $w=0,2$ mm.
	Quase permanentes	Descompressão.
Moderadamente agressivo	Frequentes	Largura de fendas, $w=0,1$ mm.
	Quase permanentes	Descompressão.
Muito agressivo	Raras	Largura de fendas, $w=0,1$ mm.
	Frequentes	Descompressão.

O EC2, de acordo com o Quadro 5.9, indica-nos que a verificação dos estados limites de fendilhação deve ter em conta a classe de exposição ambiental a que a estrutura está sujeita. Sendo assim, para a classe XD1, esta verificação deve ser realizada para a descompressão para a combinação frequente. O ponto 7.3.1 (6) do EC2 remete-nos que, para elementos com armadura de pré-esforço aderente e não aderente, se aplicam os requisitos a elementos de betão pré-esforçado com armaduras aderentes.

Quadro 5.9 – Valores recomendados de w_{\max} (mm)

Classe de Exposição	Elementos de betão armado e elementos de betão pré-esforçado com armaduras não aderentes	Elementos de betão pré-esforçado com armaduras aderentes
	Combinação de ações quase-permanente	Combinação de ações frequente
X0, XC1	0,4 ¹	0,2
XC2, XC3, XC4	0,3	0,2 ²
XD1, XD2, XS1, XS2, XS3		Descompressão
<p>NOTA 1: Para as classes de exposição X0 e XC1, a largura de fendas não tem influência sobre a durabilidade e este limite é estabelecido para dar em geral um aspecto aceitável. Na ausência de especificações no que respeita ao aspecto, este limite poderá ser reduzido.</p> <p>NOTA 2: Para estas classes de exposição deverá verificar-se, ainda, a descompressão para a combinação quase-permanente de ações.</p>		

5.4.1.1 Estado limite de descompressão

O dimensionamento das armaduras de pré-esforço vai ser limitado pelo estado limite de descompressão para a combinação frequente, o que corresponde a exigir que a secção deve estar livre de trações, com a secção toda comprimida.

$$\sigma_t \leq 0 \quad (5.15)$$

A experiência tem mostrado que, garantida a descompressão para a combinação quase permanente de ações, a segurança aos restantes estados limites de serviço fica em geral satisfeita. Portanto, do ponto de vista dos estados limites, fixar a força de pré-esforço de forma a anular as trações para uma combinação quase permanente, é um critério racional e económico. Garantir a descompressão para uma combinação frequente ou superior só se justifica em casos de elevada agressividade do ambiente, como é o caso de estruturas de obras de arte correntes [6].

A quantidade mínima de armadura necessária é conseguida impondo esta condição para a equação (1.4), admitindo a excentricidade máxima dos cordões, ($e = v_i - c$), em que c é o recobrimento das armaduras de pré-esforço. Seguidamente, passa-se ao ajuste dessas excentricidades, definindo a posição dos cordões/cabos.

5.4.1.2 Estado limite de formação de fendas

Segundo Joaquim A. Figueira, 2003, uma forma expedita de verificar o estado limite de abertura de fendas em elementos pré-esforçados, consiste em limitar as tensões de tração no betão em condições de serviço.

$$\sigma_t \leq f_{ctm} \quad (5.16)$$

A equação (5.16) diz-nos que as tensões na fibra tracionada da secção não devem ultrapassar o valor médio da tensão de rotura do betão à tração simples (f_{ctm}).

O cálculo das tensões será feito em fase não fendilhada.

5.4.1.3 Verificação da máxima tensão máxima de compressão

O valor desta tensão é limitado a $0,6 f_{ck}$, como nos indica a equação (5.17). No caso, porém, de o betão não ter atingido a idade de 28 dias, quando se pretende estudar a compressão máxima no betão na fase de aplicação do pré-esforço, o valor limite da tensão dever ser:

$$\sigma_c \leq 0,6 f_{ck,j} \quad (5.17)$$

Em que $f_{ck,j}$ é o valor característico da tensão de rotura do betão à compressão, referido a provetes cilíndricos, determinado para a idade j .

5.4.2. Limitação de tensões

As tensões serão calculadas a partir da equação 1.4 para cada fase de construção.

Numa fase de construção e de forma a limitar o risco de fendilhação longitudinal paralela aos varões das armaduras, o nível das tensões no betão sob combinações raras não deve exceder um valor crítico, aumentando a permeabilidade da superfície de betão, diminuindo a durabilidade da estrutura.

$$\sigma_c \leq 0,6 f_{ck} \quad \textit{combinações raras} \quad (5.18)$$

De modo a controlar as deformações de fluência no betão, também em fase de construção é exigido que a tensão de compressão na peça não exceda um valor limite:

$$\sigma_c \leq 0,45 f_{ck} \quad \textit{combinações quase – permanentes} \quad (5.19)$$

Os valores das tensões encontram-se no anexo IV.

5.5. Estados limite últimos (ELU)

5.5.1. Estado limite último de flexão

A verificação da segurança em relação ao estado limite último de flexão consiste em satisfazer a seguinte condição:

$$M_{Sd} \leq M_{Rd} \quad (5.20)$$

Onde M_{Sd} designa o momento atuante de cálculo e o M_{Rd} o momento resistente de cálculo.

O momento atuante foi determinado de acordo com os coeficientes da equação (4.15).

Para o cálculo das armaduras, o método adotado compreendeu a utilização do diagrama simplificado, através das equações de equilíbrio. Este procedimento consiste em substituir o diagrama parábola-retângulo do betão por um diagrama retangular aproximadamente equivalente, conforme o indicado na Figura 5.25.

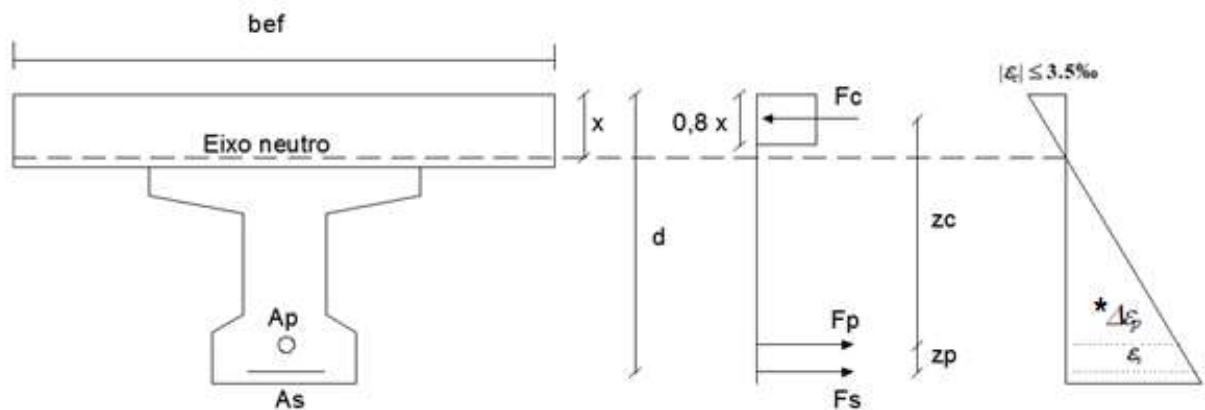


Figura 5.25 – Diagrama de tensões e extensões de rotura de uma secção

Este processo facilita muito a determinação da força F_c , sendo a área retangular comprimida, a força resultante no betão é dada por:

$$F_c = 0,8x \times b \times f_{cd} \quad (5.21)$$

Fazendo o equilíbrio de momentos nas armaduras ordinárias tem-se que:

$$M_{Sd} = F_c \times z_c + F_p \times z_p \quad (5.22)$$

$$F_c - F_p - F_s = 0 \quad (5.23)$$

$$F_s = A_s \times f_{yd} \quad (5.24)$$

Esta hipótese de dimensionamento das armaduras ordinárias só é válida se a posição do eixo neutro (L.N) estiver na laje e a secção é retangular, de largura b_{ef} . Se não acontecer a equação de equilíbrio é diferente. Em todas as soluções estudadas verificou-se que a posição de L.N se mantinha na laje.

A partir da posição do eixo neutro obtida através da equação (5.22) e admitindo que a rotura se dá pelo betão, obtém-se a extensão ao nível das armaduras.

- Se $\varepsilon_s \geq \varepsilon_{yd}$ a hipótese considerada inicialmente está certa.
- Se $\varepsilon_s < \varepsilon_{yd}$ a posição do L.N não está coerente, dado que é necessário adotar uma maneira que conduza a que as armaduras estejam em cedência.
- Cálculo da extensão ao nível das armaduras ordinárias:

$$\frac{\varepsilon_s}{d - x} = \frac{3,5\text{‰}}{x} \geq \varepsilon_{yd} \quad (5.25)$$

Como:

$$\varepsilon_{s,max} = 10\text{‰}$$

$$\frac{10 \text{‰}}{d - x} = \frac{\varepsilon_c}{x} < 3,5\text{‰} \quad (5.26)$$

É de relevar que, para o estudo da verificação dos estados limites últimos, é necessário distinguir a utilização de pré-esforço aderente ou não aderente, pois existem diferenciações.

A aplicação de pré-esforço não aderente tem uma desvantagem em relação ao aderente, uma vez que não mobiliza a resistência máxima do aço de pré-esforço ($\Delta\varepsilon_p$).

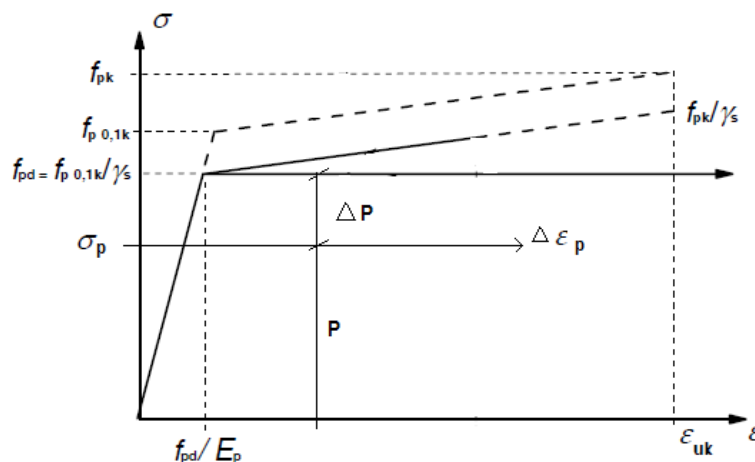


Figura 5.26 – Tensão do aço de pré-esforço aderente e não aderente

- No caso de pré-esforço aderente a força de F_p :

$$F_p = A_p \times \sigma_p \quad (5.27)$$

com:

$$\sigma_p = \frac{0,9 f_{pk}}{\gamma_s} \quad \text{se } \varepsilon_p \geq \frac{0,9 f_{pk}}{\gamma_s E_p} \quad (5.28)$$

- No caso de o pré-esforço ser não aderente considerar:

$$\sigma_p \cong \frac{P_\infty}{A_p} + \Delta\sigma_{p,ULS} \quad (5.29)$$

ou seja substituído na expressão (5.27) tem-se que:

$$F_p = P_\infty + \Delta\sigma_{p,ULS} \times A_p \quad (5.30)$$

em que:

F_p – força de pré-esforço (kN);

A_p – área de pré-esforço (m²);

σ_p – tensão na armadura de pré-esforço (MPa);

P_∞ - força de pré-esforço a longo prazo (kN);

$\Delta\sigma_{p,ULS}$ – acréscimo de tensão do pré-esforço efetivo para a tensão no estado limite último, com o valor de 100 MPa. [EC2 secção (5.10.8)]

- Cálculo da extensão ao nível das armaduras de pré-esforço:

$$\frac{\Delta\varepsilon_p}{d - x} = \frac{\varepsilon_c}{x} \quad (5.31)$$

$$\varepsilon_{p0} = \frac{P_\infty}{A_p E_p} \quad (5.32)$$

$$\varepsilon_p = \varepsilon_{p0} + \Delta\varepsilon_p \quad (5.33)$$

No estudo das soluções concebidas, verificou-se através das equações (5.22, 5.23, 5.24) que a força de pré-esforço (F_p) necessária era superior á força de compressão no betão. Ou seja, a armadura mínima satisfaz a verificação ao estado limite último de flexão.

As seguintes equações indicam que a armadura mínima necessária é a maior de:

$$A_{s,min} \geq 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d \quad (5.34)$$

$$\geq 0,0013 b_t d$$

onde b_t é a largura do banzo tracionado.

A armadura máxima de flexão é dada por:

$$A_{s,max} = 0,04 A_c \quad (5.35)$$

em que A_c é a área da secção.

5.5.2. Estado limite último de esforço transversal

A verificação da segurança em relação ao estado limite último de esforço transversal, tal como a flexão, consiste em satisfazer a seguinte condição:

$$V_{Sd} \leq V_{Rd} \quad (5.36)$$

A verificação ao esforço transversal baseia-se no modelo de treliças, conhecido como treliça de Mörsch, consistindo no conceito de que a viga é imaginada como um conjunto de bielas e tirantes em correspondência com as compressões e trações.

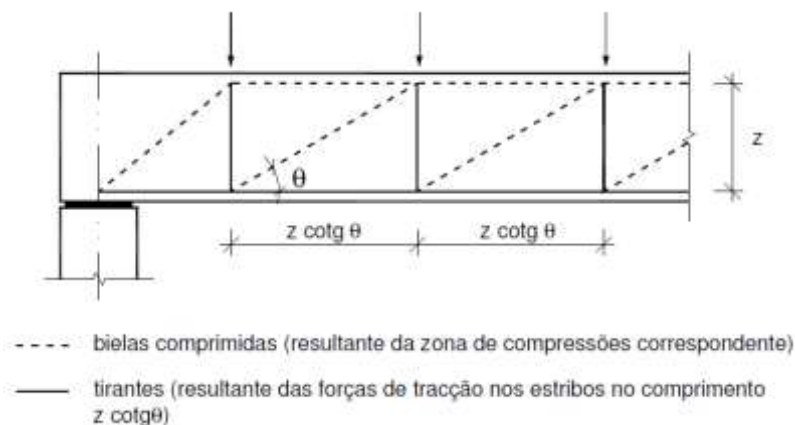
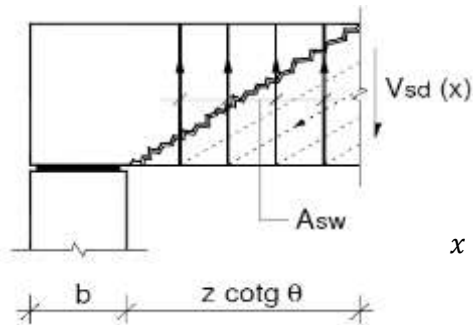


Figura 5.27 – Modelo de escoras e tirantes de troço genérico de viga

O esforço transversal máximo ocorre nos apoios, porém, no caso de vigas submetidas a um elevado número de cargas distribuídas, o cálculo dos estribos, de acordo com o EC2, situa-se a uma distância da secção de apoio até ao limite de d , sendo d a altura útil da secção. O motivo desta condição deve-se ao facto, verificando a Figura 5.27, do primeiro tirante surgir a $z \cot \theta$ do apoio, de modo que, se a armadura for calculada nesta secção e prolongada até ao apoio, a verificação está satisfeita. Mas a verificação das bielas deve ser efetuada calculando o V_{sd} junto do apoio.



$$V_{Ed} = V_{Sd}(x) \quad (5.37)$$

$$x = \frac{b}{2} + z \cot \theta \quad (5.38)$$

O dimensionamento das armaduras de esforço transversal só acontece quando a seguinte condição se verifica:

$$V_{Ed} \geq V_{Rd,c} \quad (5.39)$$

Caso contrário não é necessária armadura de esforço transversal, apenas é exigida uma armadura mínima, que será indicada seguidamente.

$$\rho_{w,min} = \frac{0,08\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \quad (5.40)$$

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s} \frac{1}{b_w \sin \alpha} \quad (5.41)$$

O valor de cálculo do esforço transversal resistente $V_{Rd,c}$, é dado por:

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} \times k \times \sqrt[3]{100 \times \rho_l \times f_{ck}} + k_1 \times \sigma_{cp}] \times b_w \times d \quad (5.42)$$

com um mínimo de:

$$V_{Rd,c} = \left[\left(0,035 \times \sqrt[2]{k^3} \times \sqrt{f_{ck}} \right) + k1 \times \sigma_{cp} \right] \times bw \times d \quad (5.43)$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \quad (5.44)$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{ed}}{A_c} < 0,2 f_{cd} \quad [MPa] \quad (5.45)$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w d} \leq 0,02 \quad (5.46)$$

em que:

$$C_{Rd,c} = 0,12;$$

$$k1 = 0,15;$$

f_{ck} é em [MPa];

$V_{Rd,c}$ é em [N];

σ_{cp} – tensão de compressão média, considerada positiva, no betão devida ao valor de cálculo do esforço normal;

d – altura útil da viga em [mm]

b_w – menor largura da secção transversal na área tracionada em [mm];

N_{Ed} – esforço normal na secção devido às ações aplicadas ou ao pré-esforço, em [N];

A_c – área da secção transversal de betão em [mm²];

A_{sl} – armadura de tração prolongada de um comprimento não inferior a $(l_{bd} + d)$.

Em elementos com armadura de esforço transversal constituída por estribos verticais ($\alpha = 90^\circ$), a área da armadura necessária é obtida pelo menor dos valores:

$$V_{Rd,s} = \left(\frac{A_{sw}}{s} \right) \times z \times f_{yd} \times \cot\theta \quad (5.47)$$

$$V_{Rd,máx} = \alpha_{cw} \times bw \times z \times v1 \times \frac{f_{cd}}{(\cot\theta + \tan\theta)} \quad (5.48)$$

em que:

A_{sw} – área da secção transversal das armaduras de esforço transversal;

s – espaçamento dos estribos;

θ – inclinação das bielas e está compreendida entre 22° e 45° ;

z – braço das forças internas, sendo o seu valor $z = 0,9d$;

v_1 – Coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transverso;

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

$$v_1 = 0,6 * \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \quad (5.49)$$

O valor de α_{cw} recomendado depende do intervalo em que se encontra a tensão σ_{cp} :

$$\begin{aligned} 1 + \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}} & \text{ para } 0 < \sigma_{cp} \leq 0,25 f_{cd} \\ 1,25 & \text{ para } 0,25 f_{cd} < \sigma_{cp} \leq 0,5 f_{cd} \\ 2,5 \left(1 - \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}}\right) & \text{ para } 0,5 f_{cd} < \sigma_{cp} < 1,0 f_{cd} \end{aligned}$$

A largura b_w refere-se à largura mínima da viga ao longo da altura z , conforme se exemplifica na Figura 5.28.

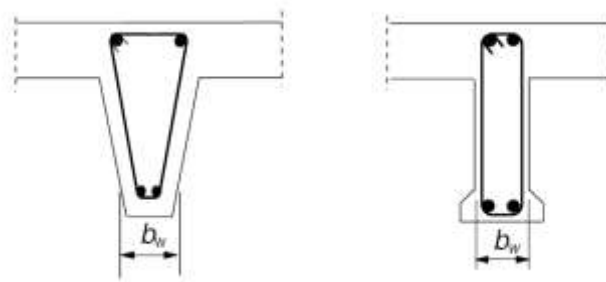


Figura 5.28 – Notação da definição de b_w

Se existirem cabos de pré-esforço pós-tensionados, a largura da alma será reduzida, de acordo com EC2 secção 6.2.3.

- No caso de baínhas metálicas injetadas com o diâmetro $\phi > b_w/8$, a resistência ao esforço transverso, $V_{Rd,max}$, deverá ser calculada com base numa espessura nominal da alma:

$$b_{w,nom} = b_w - 0,5 \sum \phi \quad (5.50)$$

em que ϕ é o diâmetro exterior da baínha e $\sum \phi$ é determinado para o nível mais desfavorável.

- Para baínhas metálicas injetadas com $\phi \leq b_w/8$, $b_{w,nom} = b_w$.

- Para baínhas não injetadas, baínhas plásticas injetadas e armadura não aderente, a espessura nominal da alma é:

$$b_{w,nom} = b_w - 1,2 \sum \phi \quad (5.51)$$

O valor 1,2 na equação (5.49) é introduzido para contabilizar a fissuração das escoras de betão devido à tração transversal.

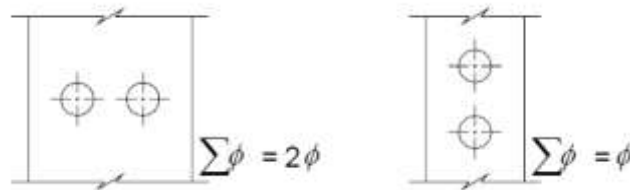


Figura 5.29 – Determinação de $\Sigma\phi$

Ainda neste capítulo é essencial verificar a máxima compressão na alma. Esta situação é incidente na zona junto ao apoio, onde V_{sd} é máximo, e a rotura acontece, em geral, na biela a seguir ao apoio, onde a resistência do betão à compressão é menor.

As tensões de tração nos estribos originam uma diminuição da resistência à compressão do betão, pelo que:

$$\sigma_c \leq 0,6 \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] f_{cd} \quad (5.52)$$

onde:

$$\sigma_c = \frac{V_{sd}(x)}{z b_w \sin \theta \cos \theta} \quad [kN/m^2] \quad (5.53)$$

As soluções de armadura de flexão e de esforço transversal encontram-se no anexo V.

5.5.3. Dimensionamento da laje

As lajes são elementos estruturais que constituem os pisos e coberturas de edifícios e as plataformas de pontes e viadutos, cuja função é formar superfícies planas horizontais ou inclinadas, possibilitando a circulação e colocação de equipamentos.

Estes elementos são classificados segundo o tipo de apoio, constituição (monolíticas ou mistas), modo de flexão (armada numa direção ou nas duas direções) e pelo modo de fabrico (betonadas *in situ* ou pré-fabricadas).

O pré-dimensionamento da espessura da laje é condicionado pela sua resistência à flexão e pelas características de utilização. A espessura varia em função do vão entre 0,12 m e 0,30 m.

A verificação da segurança aos estados limites últimos, relativamente à flexão, é idêntica ao das vigas. A diferença existe porque as vigas, sendo elementos lineares, apresentam um comportamento unidirecional, enquanto as lajes exibem um comportamento bidirecional. Nas lajes a ordem de grandeza dos momentos é, substancialmente, inferior ao das vigas, devido ao facto de poder haver uma redistribuição de esforços por larguras maiores.

Este estudo consistiu no dimensionamento de dois tipos de soluções, uma laje maciça contínua armada numa só direção, com 0,20 m, estando esta situação presente nas vigas “I” e “T” sem afastamento. Outra hipótese assenta nas vigas afastadas entre si, que exigem a aplicação de pré-lajes, pré-fabricadas com 0,07 m de altura e o restante, de forma a completar a laje, com betão de enchimento.

Este estudo incidiu numa análise local, dos momentos na direção transversal ao tabuleiro e a aplicação das cargas, para que surjam os esforços mais desfavoráveis para a secção em estudo.

Quadro 5.10 – Características das lajes

	Características da laje	Características da pré-laje
h =	0,20 m	0,07 m
d =	0,17 m	0,04 m
c =	0,03 m	0,03 m

Em concordância com o artigo 103º do REBAP, estando perante cargas concentradas como a ação do veículo (Q1), a “faca” (q1) e carga concentrada do passeio (q3), os esforços na laje podem ser calculados assimilando a laje a uma viga com os mesmos vãos, condições de apoio e espessura da laje com um largura b_m igual á largura b de distribuição da carga, acrescida da largura b_l obtida a partir do Quadro 5.11. Este processo de cálculo pressupõe que a carga atua afastada dos bordos paralelos à direção do vão.

Quadro 5.11 - Largura de distribuição de cargas concentradas em lajes, valores de b_1

Esforço	Condições de apoio	b_1	Limites de validade
Momento flector positivo no vão		$b_1 = 2,5 x \left(1 - \frac{x}{l}\right)$	$b_y \leq 0,8 l$
		$b_1 = 1,5 x \left(1 - \frac{x}{l}\right)$	
		$b_1 = x \left(1 - \frac{x}{l}\right)$	
Momento flector negativo no apoio A		$b_1 = 0,5 x \left(2 - \frac{x}{l}\right)$	$b_y \leq 0,8 l$
			$b_y \leq 0,4 l$
		$b_1 = 1,5 x$	$b_y \leq 0,8 l$
Esforço transversal no apoio A		$b_1 = 0,5 x$	$b_y \leq 0,4 l$ $b_x \leq 0,2 l$
		$b_1 = 0,4 x$	
		$b_1 = 0,3 x$	

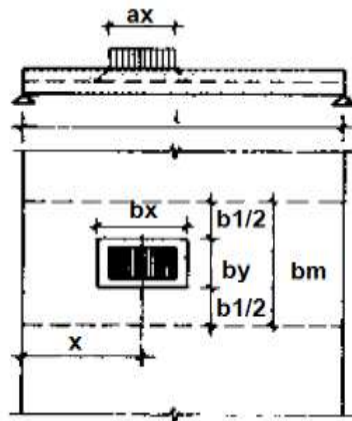


Figura 5.30- Esquema representativo da carga concentrada

$$b_m = b_y + b_1 \quad (5.54)$$

A zona de distribuição da carga concentrada obtém-se supondo uma degradação segundo linhas a 45° a partir do contorno da área carregada, numa dada direção. A dimensão b_y será dada pela expressão:

$$b_y = a + 2 h_1 + d \quad (5.55)$$

em que:

a – dimensão da área carregada na direção considerada;

h_1 – espessura do revestimento sob a área carregada, com o valor de 0,05 m;

d – altura útil da laje.

Em relação à carga do veículo a direção que importa analisar será na direção perpendicular ao eixo do veículo, sendo a dimensão da roda $a = 0,20$ m.

Fazendo uma análise para a ação de carga do veículo (Q1) tem-se que:

Quadro 5.12 – Cálculo da largura b_m

Condições de apoio	b_1 (m)	b_y (m)	b_m (m)
Encastramento $L = 1,20$ m	$x \left(1 - \frac{x}{L}\right) = 0,30$	$0,47 \leq 0,8 L$ OK!	0,77

Observando então os valores de b_m , este só se revela crítico quando, por exemplo, no caso da carga Q1, este valor ultrapassa a distância entre rodas com o valor de 1,5 m. Os momentos obtidos pelas cargas atuantes nas situações previstas serão reduzidos, por estes valores, em função das condições de apoio e os tipos de ações.

Na solução das vigas sem afastamento, foram considerados 2 tipos de apoio, em consola nas extremidades e um encastramento perfeito entre vigas. Nas vigas com afastamento as pré-lajes formam consolas nas extremidades e são simplesmente apoiadas entre vigas, como se pode ver na Figura 5.31. Concluiu-se que a aplicação de todas as cargas deve ser feita apenas no tramo entre vigas, em qualquer dos casos.

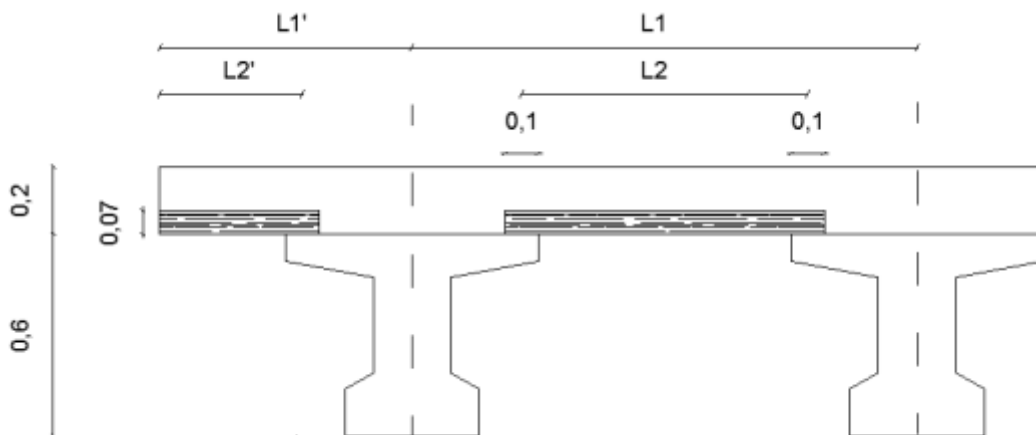


Figura 5.31 – Esquema representativo da pré-laje apoiada nas vigas

Para as soluções em que é exigida a colocação de pré-lajes, existem duas fases distintas que se deve ter em conta para o dimensionamento deste tipo de estruturas. Numa primeira fase, a pré-laje é colocada no local definitivo com resistência e rigidez reduzida, ficando sujeita às cargas

precedentes da sua construção. Na fase de utilização da estrutura é considerada como um elemento monolítico e tem de resistir às cargas para as quais a estrutura foi dimensionada.

Na fase de construção, em que se procede à colocação das pré-lajes pré-fabricadas no local definitivo, para a verificação das cargas nesta fase estes elementos estão sujeitos a:

- Peso próprio da pré-laje;
- Peso da camada de betão betonada *in situ*;
- Sobrecarga de construção. Esta carga tem em consideração o peso dos trabalhadores, equipamentos, com o valor de 1 kN/m².

As pré-lajes, L2, são consideradas como simplesmente apoiadas, estando apoiadas a 0,10 m do banzo superior da viga “T”, como se pode ver na Figura 5.31.

Na fase definitiva, já se pode considerar o conjunto monolítico com rigidez e resistência elevada. Sendo as condições de apoio, encastramento perfeito, para L1. As cargas que a estrutura terá de suportar ao longo da sua vida útil são:

- Peso próprio do conjunto;
- Cargas permanentes;
- Sobrecargas.

Quando se trata de um conjunto monolítico o dimensionamento destes pavimentos processa-se de forma análoga à das lajes maciças.

5.5.4. Estado limite último de flexão

Neste ponto vai ser abordado o dimensionamento das armaduras ordinária para a verificação dos estados limites de flexão, na primeira situação de laje maciça e para a segunda situação com a execução de pré-laje.

Em primeiro apresentam-se as soluções de armadura longitudinal da laje nas situações sem afastamento, no Quadro 5.15. É de salientar que para a verificação dos estados limites últimos para a laje de comprimento 1,20 foi considerada uma altura de 0,28 m para garantir a verificação do banzo superior das vigas T.

Quadro 5.13 – Momentos fletores positivos atuantes na laje maciça com $L = 0,75$ m

Ações/ Combinações	Momentos (kN.m) (encastramento)
PP laje = 5 kN/m	0,23
Rcp = 2,10 kN/m	0,10
Q1	14,26
q1	3,13
q2	0,19
q4	0,14
Comb. 3	22,05

Quadro 5.14 – Momentos atuantes na laje maciça com $L = 1,20$ m

Ações/ Combinações	Momentos (kN.m) (encastramento)
PP laje= 5 kN/m	0,60
Rcp = 3,35 kN/m	0,40
Q1	17,65
q1	5
q2	0,48
q4	0,36
Comb. 3	28,36

Quadro 5.15 – Cálculo da armadura necessária para a laje

L =	0,75 m	1,20 m
As (cm ² /m)	3,05	2,65
As min (cm ² /m)	0,23	
As máx (cm ² /m)	80,00	
Solução	Ø10//0,25 3,14 cm²/m	Ø8//0,175 2,87 cm²/m

Analisando agora o dimensionamento das armaduras longitudinais na pré-laje, com 7 cm de espessura e uma largura de 2 m, para um afastamento de 1,5 m:

- Soluções de armadura em fase de construção:

Quadro 5.16 – Características da pré-laje em fase de construção

Características da pré-laje

L1 =	0,85 m
h =	0,07 m
Comprimento =	2,00 m
d =	0,04 m
c =	0,03 m

Quadro 5.17 – Esforços da pré-laje em fase de construção

Momentos (kN.m)

Ações (simplesmente apoiada)

PP laje = 5 kN/m	0,45
Q = 1 kN/m	0,09
Comb.	0,75

Quadro 5.18 – Solução de armadura da pré-laje em fase de construção

Solução de armadura

As (cm ² /m)	0,017
As min (cm²/m)	0,053
As máx (cm ² /m)	28,00

- Soluções de armadura em fase definitiva:

Quadro 5.19 – Características da laje em fase definitiva

Características do conjunto monolítico

L2 =	1,50 m
h =	0,20 m
d =	0,17 m
c =	0,03 m

Quadro 5.20 – Esforços da laje em fase definitiva

Ações/ Combinações	Momentos (kN.m) (encastramento)	Transverso (kN) (encastramento)
PP laje = 5 kN/m	0,94	3,75
Rcp = 2,80 kN/m	0,524	2,75
Q1	22,19	50
q1	6,25	37,50
q2	0,38	4,5
q4	0,56	3,38
Comb. 3	36,10	87,96

Quadro 5.21 – Solução de armadura da laje em fase definitiva

Solução de armadura

As (cm²/m)	5,08
As min (cm ² /m)	0,23
As máx (cm ² /m)	80

Comparando as soluções de armadura nos dois períodos, fase de construção e fase definitiva, verifica-se que a fase mais condicionante é a fase definitiva, em que os componentes estruturais (pré-laje e camada de betão) encontram-se unidos, aumentando a sua rigidez e a resistência. Portanto a armadura longitudinal na pré-laje, para um afastamento de 1,5 m, tem a seguinte solução:

Quadro 5.22 – Solução da armadura longitudinal da pré-laje para um afastamento de 1,5 m

Solução de armadura

As (cm²/m)	5,08
	Ø10//0,15
Solução	5,24 cm²/m

Como já foi referido anteriormente no capítulo 2.2.1, nas pré-lajes subsistem armaduras treliçadas, dispostas como na Figura 5.32.

As armaduras inferiores que constituem a treliça, em conjunto com as longitudinais superiores existentes na lâmina de betão, devem resistir aos momentos flectores positivos existentes na fase de construção. Apesar de esta fase não ser a condicionante no cálculo das armaduras longitudinais, vai ter grande importância no equilíbrio do binário das forças que existirá neste elemento pré-fabricado. [9]



Figura 5.32 – Representação das armaduras nas treliças metálicas.

De forma a resistir às compressões provocadas na fase de construção, a armadura superior das treliças pode sofrer fenómenos de encurvadura fazendo reduzir a sua resistência. É necessário fazer a verificação da resistência à encurvadura por flexão de elementos comprimidos.

De acordo com o EC3, secção 6.3.1.3, a esbelteza normalizada $\bar{\lambda}$ é obtida pela seguinte expressão:

$$\bar{\lambda} = \frac{L_E}{i} \frac{1}{\lambda_1} \quad (5.56)$$

onde:

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9 \varepsilon \quad (5.57)$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad (5.58)$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} \quad (5.59)$$

em que:

L_E – comprimento de encurvadura;

i – raio de giração em relação a um eixo, determinado com base na secção;

I – inércia da secção;

A – área da secção;

f_y – valor da tensão de cedência do aço, em N/mm^2 .

Assim, o valor de resistência à compressão (σ_{Rd}) pode ser calculado através da expressão (5.60), que será reduzido pelo fator da equação (5.61), valor esse que depende da esbelteza normalizada:

$$\sigma_{Rd} = \chi f_y \quad (5.60)$$

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda^2}} \leq 1 \quad (5.61)$$

onde:

$$\phi = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] \quad (5.62)$$

α – Fator de imperfeição considerado com o valor de 0,49;

Segundo o autor Kim Elliot, 2002, o dimensionamento da armadura superior pode ser calcula a partir de uma equação simples, pois a lâmina de betão é desprezável na resistência dos momentos fletores em fase construtiva:

$$A_s^+ = \frac{M_1}{z_1 f_{yd}} \quad (5.63)$$

em que:

M_1 – momento fletor máximo na fase de construção;

z_1 – distância entre o centro das armaduras superiores e inferiores;

f_{yd} – valor de calculo da tensão de cedência no aço à tração.

Em concordância com o mesmo autor referido anteriormente, para calcular a armadura inferior da treliça, na lâmina de betão, tem a seguinte expressão:

$$A_s^- = \frac{M'_1}{z_1 f_{yd}} + \frac{M_2}{z_2 f_{yd}} \quad (5.64)$$

em que:

M'_1 – momento fletor provocado pelo peso próprio da laje composta;

M_2 – momentos na fase de definitiva (cargas permanentes e sobrecargas);

z_2 – braço entre a armadura inferior e a resultante de forças do betão.

Admitindo a treliça representada na seguinte Figura 5.33, para a mesma solução de pré-laje calculada anteriormente, passa-se a fazer as seguintes verificações.

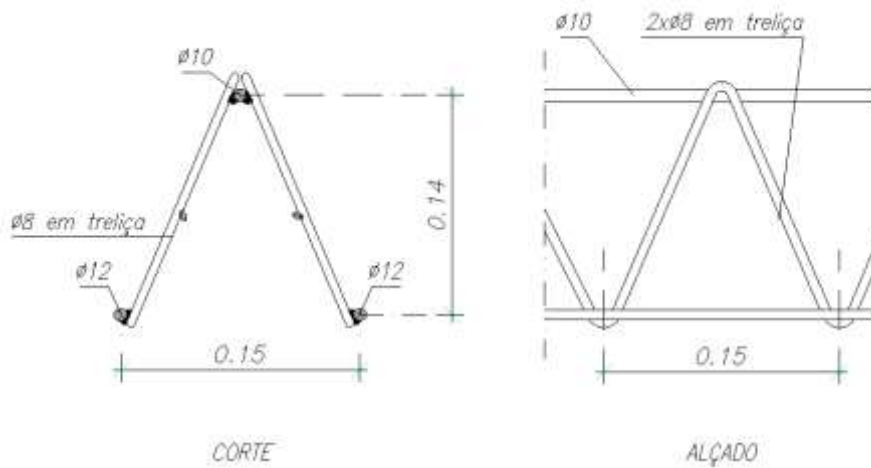


Figura 5.33 – Dimensões da treliça

Quadro 5.23 – Verificação da encurvadura à compressão de A_s^+

A_s^+	1Ø10
Le =	0,15 m
$\alpha =$	0,49
I =	$49,1 \times 10^{-9} \text{ m}^4$
$\bar{\lambda}$	0,89
$\chi =$	0,60 OK
$\sigma_{Rd} =$	263 MPa

Conclui-se que o varão Ø10 verifica a encurvadura sendo $\chi < 1$, passando a ter uma resistência de 263 MPa.

Utilizando a expressão (5.63), a área de armadura superior necessária seria de:

Quadro 5.24 – Verificação da A_s^+ necessária da treliça

M_1	0,75 kN.m
z_1	0,14 m
$A_s^+ =$	0,20 < 0,79 cm² OK

Utilizando a expressão (5.64), a área de armadura inferior necessária seria de:

Quadro 5.25 – Verificação da A_s^- necessária da treliça

M'_1	$1,35 \times 0,452 = 0,61 \text{ kN.m}$
M_2	42,80 kN.m
z_1	0,14 m
z_2	0,17 m
$A_s^- =$	4,92 cm²/m

Estando as treliças distantes de 0,50 m, para cada varão tem-se 1,23 cm². Logo a solução proposta para armadura inferior tem de ser Ø12.

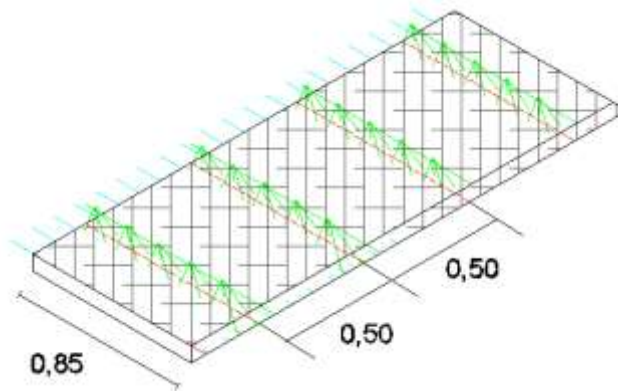


Figura 5.34 – Disposição das treliças na pré-laje

Quadro 5.26 – Solução da armadura da treliça para um afastamento de 1,5 m

Armadura	Solução	Área (cm ²)
A_s^+	1Ø10	0,79
A_s^-	2Ø12	2,26

5.5.5. Estado limite último de esforço transversal

5.5.5.1 Armadura da junta de betonagem

Quando o betão da laje betonada *in situ* entra em contacto com o betão da viga, já endurecido e com elevada resistência, geram-se tensões tangenciais ao nível da interface dos dois betões em idades diferentes.

De maneira a impedir o corte nas juntas de betonagem, o EC2 na secção (6.2.5) prevê uma armadura, nestas zonas, atravessando ambos os betões, designada por armadura de costura. A tensão tangencial nas juntas de betonagem em diferentes datas deve satisfazer a seguinte condição:

$$v_{Edi} \leq v_{Rdi} \quad (5.65)$$

onde:

v_{Edi} – valor de cálculo da tensão tangencial na junta dado por:

$$v_{Edi} = \frac{\beta V_{Ed}}{z b_i} \quad (5.66)$$

em que:

β – relação entre o esforço longitudinal na secção de betão novo e o esforço longitudinal total na zona de compressão ou tração;

V_{Ed} – esforço transversal atuante;

z – braço do binário da secção composta;

b_i – largura da junta (ver figura 6.8 da secção 6.2.5 do EC2)

V_{Rdi} – valor de cálculo da tensão tangencial resistente na junta dado por:

$$v_{Rdi} = c f_{ctd} + \mu \sigma_n + \rho f_{yd} (\mu \sin \alpha + \cos \alpha) \leq 0,5 v f_{cd} \quad (5.67)$$

c, μ – coeficientes que dependem da rugosidade, $c = 0,4$ e $\mu = 0,7$;

σ_n – tensão devida ao esforço normal exterior mínimo na junta que toma o valor igual a 0;

f_{ctd} – valor de cálculo da tensão de rotura à tração, obtido a partir de:

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} \frac{f_{ctk,0,05}}{\gamma_c} \quad (5.68)$$

sendo:

α_{ct} – coeficiente que tem em conta os efeitos de longo prazo na resistência de tração e os efeitos desfavoráveis resultantes do modo como a carga é aplicada, com o valor recomendado de 1,0.

$$\rho = \frac{A_s}{A_i} \quad (5.69)$$

A_s – área da secção de armadura que atravessa a junta incluindo a das armaduras de esforço transversal, caso existam, com amarração adequada de ambos os lados da junta;

A_i – área da junta;

α – inclinação do estribo, em estribos verticais $\alpha = 90^\circ$

v – coeficiente de redução da resistência, calculado através da equação (5.49)

As armaduras de costura vão ser dimensionadas para a ligação da viga com a laje, e nos casos em que é exigido a aplicação da pré-laje, estas encontram-se também nas treliças, fazendo a ligação do betão da pré-laje com o betão de enchimento, formando a laje composta.

Analisando um exemplo das vigas I - 60 com afastamento de 1,5 m tem-se que:

Quadro 5.27 – Armadura de costura na ligação viga com laje			
$\beta =$	1	$c =$	0,4
$z =$	0,73 m	$\mu =$	0,7
$bi =$	0,55 m	$f_{ctd} =$	1000 KPa
$V_{Ed} =$	435,53 kN	$\sigma_n =$	0
$v_{Edi} =$	1078,78 kN	$< c.f_{ctd} + \mu.\sigma_n =$	400,00 kN
É necessário armadura			
$\rho =$	22,30 cm ² /m		
$v_{Rdi} =$	1078,78 < 4500 OK		
$A_s =$	12,27 cm ² /m		
Solução		2ramos Ø8//0,15 6,70 cm²/m	

É de salientar que a armadura de costura necessária tem em conta as armaduras de esforço transversal, logo terão de ser deduzidas da área A_s , do Quadro 5.28. Nesta situação, a área da armadura de esforço transversal, na secção de maciçamento, tem o valor de 6,70 cm²/m (2ramos Ø8//0,15) e para perfazer a armadura em falta, mantém-se a mesma solução.

Em seguida passa-se a demonstrar o dimensionamento das armaduras inclinadas da treliça, na pré-laje, que fazem a ligação do novo betão de enchimento da laje composta. A inclinação destes estribos tem o valor de $\alpha = 62^\circ$.

Quadro 5.28 – Armadura de costura na ligação pré-laje com laje			
$\beta =$	1	$c =$	0,4
$z =$	0,17 m	$\mu =$	0,7
$bi =$	1 m	$f_{ctd} =$	1000 KPa
$V_{Ed} =$	87,96 kN	$\sigma_n =$	0
$v_{Edi} =$	521,38 kN	$< c.f_{ctd} + \mu.\sigma_n =$	400,00 kN
É necessário armadura			
$\rho =$	2,57 cm ² /m		
$v_{Rdi} =$	521,38 < 4500 OK		
$A_s =$	2,18 cm ² /m		

Admitindo que as treliças têm as dimensões apresentadas na Figura 5.33, cada treliça vai conter, aproximadamente 20 varões, portanto será necessário Ø6 para perfazer a área de armadura calculada no Quadro 5.28.

Quadro 5.29 – Quadro resumo das soluções de armadura para cada pré-laje

Afastamento (m)	Nº vigas	Laje		Treliça		
		As	As,cons	As+	As-	Armadura de costura As
1,5	8	Ø10//0,15	Ø6//0,15	1Ø10	2Ø12	20Ø6
1,75	7	Ø12//0,20	Ø6//0,20	1Ø10	2Ø12	28Ø6
2	6	Ø12//0,175	Ø6//0,175	1Ø10	2Ø12	32Ø6
2,25	5	Ø12//0,15	Ø6//0,15	1Ø10	2Ø16	40Ø6
2,5	5	Ø12//0,15	Ø6//0,15	1Ø10	2Ø16	48Ø6
2,75	5	Ø16//0,25	Ø8//0,25	1Ø12	2Ø16	52Ø6
3	4	Ø16//0,225	Ø8//0,225	1Ø12	2Ø16	60Ø6

5.5.6. Disposições construtivas

Ao longo do capítulo 5, foram apresentadas algumas condições para as disposições construtivas nas vigas, lajes e pré-lajes. Neste subcapítulo pretende-se demonstrar com mais pormenor algumas disposições destes elementos, nomeadamente, em relação a limites regulamentares de espaçamentos e regras a ter em conta na pormenorização em desenhos.

5.5.6.1 Vigas

- Armadura dos apoios

Foi admitido dispensa de armadura nos extremos da viga de 50% da armadura de flexão, por motivos construtivos, visto que a peça não apresenta a mesma secção ao longo do seu comprimento.

Os comprimentos de amarração, $l_{b,net}$, podem ser definidos através do quadro do artigo 81º, do REBAP, pela expressão:

$$l_{b,net} = l_b \frac{A_{s,cal}}{A_{s,ef}} \alpha_1 \quad (5.70)$$

$$l_{b,net} \geq \{10 \text{ Ø}; 100\text{mm}; 0,3 l_b\} \text{ caso de varões tracionados}$$

$$l_{b,net} \geq \{10 \text{ Ø}; 100\text{mm}; 0,6 l_b\} \text{ caso de varões comprimidos}$$

onde:

$A_{s,cal}$ – secção da armadura requerida pelo cálculo;

$A_{s,ef}$ – secção da armadura efetivamente adotada;

α_1 – coeficiente que toma o valor de 0,7, no caso de amarrações curvas em tração.

Em que:

$$l_b = \frac{\emptyset f_{yd}}{4 f_{bd}} \quad (5.71)$$

sabendo que:

\emptyset – diâmetro do varão;

f_{bd} – valor de cálculo da tensão de rotura da aderência.

Quadro 5.30 – Valores de cálculo da tensão de rotura da aderência, f_{bd} , de armaduras ordinárias, em MPa


Características de aderência dos varões	Classe do betão								
	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55
Aderência normal	0,8	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7
Alta aderência	1,8	2,1	2,4	2,7	3,0	3,3	3,6	3,9	4,2

Os comprimentos mínimos de sobreposição, $l_{b,0}$, estão definidos no artigo 84º, do REBAP, através da expressão:

$$l_{b,0} = \alpha 2 l_{b,net} \quad (5.72)$$

$$l_{b,0} \geq \{15 \emptyset; 20cm\}$$

Quadro 5.31 – Emenda de varões de armaduras ordinárias, valores de $\alpha 2$

Valores de a e b 	Relação entre a secção dos varões emendados e a secção total dos varões				
	$\leq \frac{1}{5}$	$\frac{1}{4}$	$\frac{1}{3}$	$\frac{1}{2}$	$> \frac{1}{2}$
$a \leq 10 \emptyset$ ou $b \leq 5 \emptyset$	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0
$a > 10 \emptyset$ e $b > 5 \emptyset$	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4

6. Verificação da segurança nas zonas das ancoragens

No momento da aplicação do pré-esforço, em que o betão está sujeito a tensões elevadas distribuídas na superfície da placa de ancoragem, existe um efeito de carregamento concentrado nessas zonas. O dimensionamento é de grande importância pois se esta força concentrada for bastante elevada pode surgir fendilhação paralela ao cabo por falta de armadura transversal ou esmagamento do betão, por excesso de compressão.

As tensões elevadas no betão só vão ser suportadas devido ao confinamento do betão, que resulta do fato das dimensões da ancoragem serem inferiores à secção do elemento estrutural. As tensões de compressão no betão tendem a espalhar-se até ocuparem toda a área da secção transversal, e, devido à sua trajetória surgem forças de tração nas direções transversais – zona de descontinuidade.

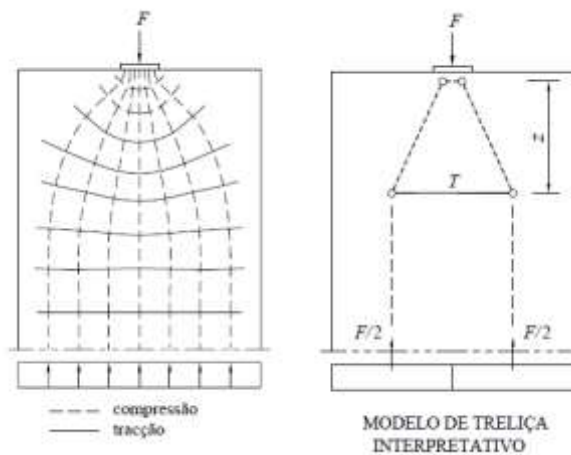


Figura 6.1 – Trajetória das tensões principais num elemento de betão

Mostram-se na Figura 6.2 a) as trações geradas nas zonas dos contornos da secção. Na Figura 6.2 b) a carga está excêntrica em relação ao núcleo central da secção e observa-se que as tensões são significativas junto à superfície, capazes de provocar fendilhação.

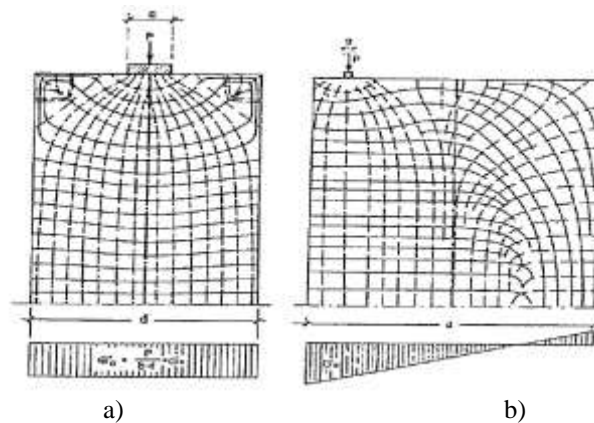


Figura 6.2 – Trações na zona superficial junto à força concentrada

Esta zona é delimitada pelo comprimento de regularização, representada por l_{bp} , sendo a distância desde a extremidade do cabo até ao ponto em que as tensões se encontram linearmente distribuídas, obedecendo à equação (1.3) conhecida pela teoria das peças lineares (Berloully). Esta área designa-se por zona de descontinuidade. A partir da distância l_{bp} as tensões devidas ao pré-esforço encontram-se regularizadas.

A distância de regularização pode ser estimada aplicando o princípio de S. Venant, segundo o qual a uma distância da aplicação da carga sensivelmente igual à dimensão da secção transversal, as tensões encontram-se linearmente distribuídas. No caso da pós-tensão pode ser determinada admitindo que as forças de pré-esforço se difundem, a partir da ancoragem com um ângulo β , conforme a Figura 6.3. [6]

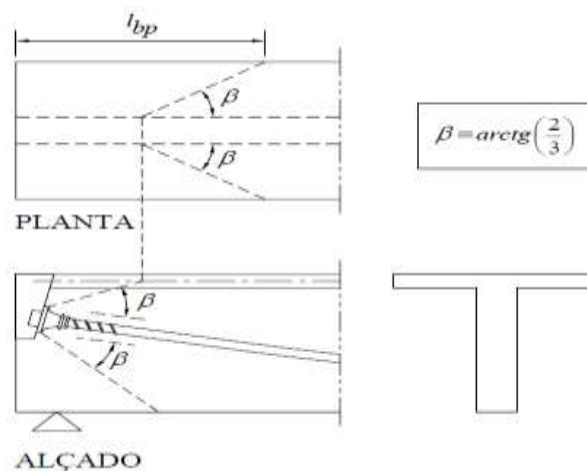


Figura 6.3 – Definição de distância de regularização, l_{bp}

O dimensionamento das zonas de ancoragem envolve determinar a carga máxima de tensionamento dos cabos de pré-esforço, de forma a não esmagar o betão, e determinar as trações transversais que vão existir nesta área. O método de cálculo utilizado será o modelo de treliças, Figura 6.1, pois permite uma perceção acessível do percurso das cargas.

6.1. Regulamentação

Neste capítulo da verificação da segurança nas zonas das ancoragens foi aplicado o Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado (REBAP) no artigo 138°. De acordo com este artigo, as zonas dos elementos na vizinhança de forças concentradas devem ser objeto de verificações específicas, baseadas quer numa análise em resultados, obtidos por meio da teoria da elasticidade, ou por esquemas de equilíbrios de bielas, conforme os modelos de escoras e tirantes apoiados por comprovações experimentais.

A segurança é garantida através de uma limitação da pressão local exercida no betão e da colocação das armaduras para fazer face às tensões de tração transversais a que as forças concentradas dão origem.

Sendo este um tema que requerer algo muito específico, o EC2 não tem elementos suficientes para tratar devidamente este problema, ficando à responsabilidade das empresas fornecedoras de pré-esforço.

6.2. Verificação da segurança ao esmagamento do betão

A segurança em relação ao esmagamento do betão considera-se satisfeita desde que se verifique a seguinte condição:

$$F_{sd} \leq p_{cRd} A_0 \quad (6.1)$$

em que:

F_{sd} – valor de cálculo da força concentrada, afetado pelo coeficiente γ_f com o valor de 1,35;

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

A_0 – área sobre a qual exerce diretamente a força.

sendo:

$$p_{cRd} = f_{cd} \sqrt{\frac{A_1}{A_0}} \leq 3,3 f_{cd} \quad (6.2)$$

em que:

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 áreas A_1 não devem sobrepor-se.

- No caso de uma só força concentrada

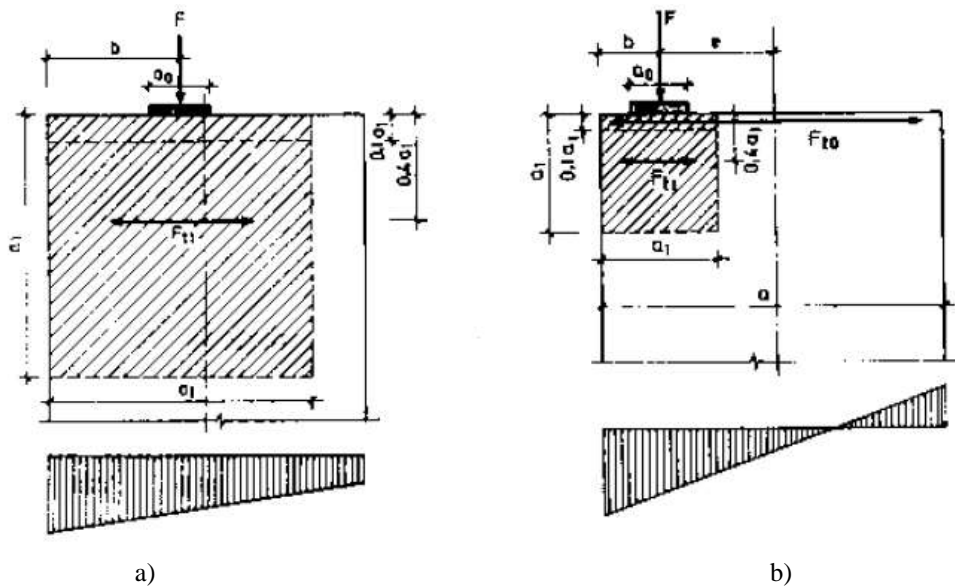


Figura 6.4 – Disposição das forças de tração resultantes de uma força concentrada. a) Aplicada dentro do núcleo central e b) fora do núcleo central.

De acordo com o artigo 141º, as tensões de tração devem ser absorvidas por armaduras dispostas em planos normais à direção de atuação da força e segundo duas direções ortogonais.

$$F_{t1,sd} = 0,3 F_{Sd} \left(1 - \frac{a_0}{a_1} \right) \quad (6.3)$$

$$a_1 = 2 b \quad (6.4)$$

Em que:

$F_{t1,sd}$ – força de tração resultante;

a_0, a_1 , - dimensões segundo a direção considerada, das áreas A_0 e A_1 .

Na situação em que a força concentrada esta aplicada fora do núcleo central da secção, além das armaduras dimensionadas para resistir a $F_{t1,sd}$, deve dispor-se uma armadura junto à superfície do elemento calculada de acordo com a equação (6.5).

$$F_{t0,sd} = F_{Sd} \left(\frac{e}{a} - \frac{1}{6} \right) \quad (6.5)$$

Em que:

e – excentricidade da força aplicada na direção considerada;

a – dimensão do elemento na direção considerada.

- No caso de duas ou mais forças concentradas

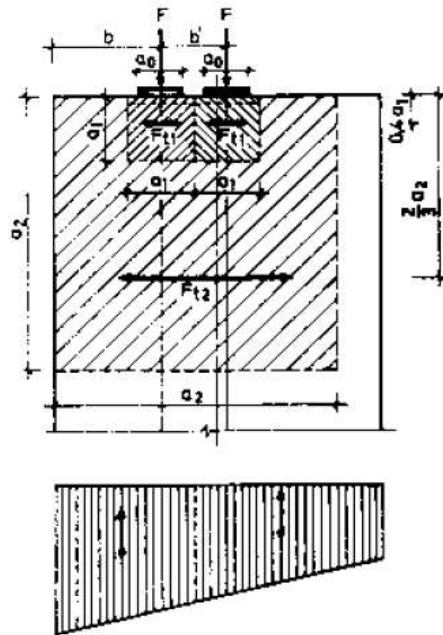


Figura 6.5 - Disposição das forças de tração resultantes de duas forças concentradas

Na situação de duas ou mais forças de igual valor, afastadas entre si de uma distância inferior a $b' < a_2/2$, além das armaduras necessárias para absorver as tensões de tração relativas a cada prisma elementar (A_0), há que considerar um prisma envolvente associado ao conjunto das 2 ou mais forças.

$$F_{t2,sd} = 0,6 F_{sd} \left(1 - \frac{2 a_1}{a_2} \right) \quad (6.6)$$

$$a_1 = b' \quad (6.7)$$

$$a_2 = 2b + b' \quad (6.8)$$

6.3. Armaduras de reforço na zona das ancoragens

Depois de verificada a segurança ao esmagamento do betão e calculadas as forças de tração resultante para cada direção, a secção de armadura, A_s , deve ser determinada pela expressão:

$$A_s = \frac{F_{t1,sd}}{f_{syd}} \quad (6.9)$$

em que:

f_{syd} – valor de cálculo da tensão de cedência ou da tensão limite convencional de proporcionalidade a 0,2 % do aço e não deve ser superior a 270 MPa.

As armaduras devem, em cada direção, ficar contidas num prisma de base A_1 e a uma altura igual a a_1 , a ser repartidas em profundidade entre as cotas $0,1a_1$ e a_1 , tendo em consideração que a resultante $F_{t,sd}$ se situa à cota $0,4 a_1$. Devem ser convenientemente amarradas de forma a garantir o seu funcionamento eficiente ao longo do comprimento a_1 . A cada nível, as armaduras devem distribuir-se numa largura igual à dimensão correspondente da área A_1 na direção normal à direção considerada.

Procede-se, então, ao dimensionamento da zona de ancoragem do seguinte exemplo:

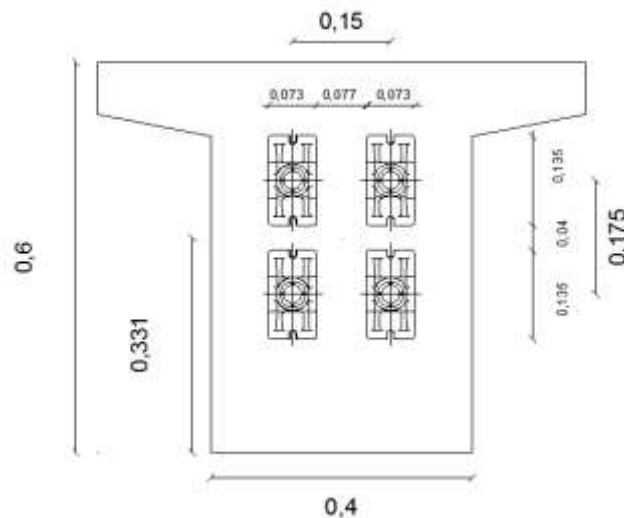


Figura 6.6 – Disposição das ancoragens de monocordões

As placas de ancoragem para monocordões têm uma área, A_0 , de $0,135 \times 0,073 \text{ m}^2$ [ancoragem ativa MK4] e as distâncias entre ancoragens de 0,15 e 0,175, na horizontal e vertical, respetivamente, correspondendo à área A_1 .

A força de tensionamento é calculada a partir de:

$$P'_0 = \sigma'_{p0} \times A_p \quad (6.10)$$

Quadro 6.1 – Verificação da pressão local no betão

A_0	0,01 m ²
A_1	0,026 m ²
P_0	209,25 kN
p_{cRd}	32,65 MPa
F_{sd}	282,49 kN < 321,68 kN

No dimensionamento das armaduras, é razoável ter conta a ordem de tensionamento dos cordões, fazendo equilibrar as forças concentradas.

- Com apenas uma força

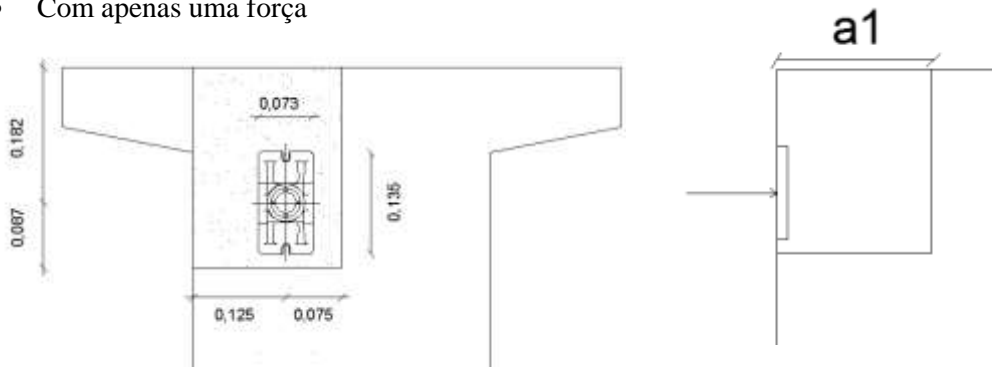


Figura 6.7 – Tensionamento de uma ancoragem

A força concentrada está fora do núcleo central da secção, utilizando a expressão (6.3 e 6.4) obtém-se o valor dessa força.

1. Na direção vertical			2. Na direção horizontal		
a_0	0,135 m		$a_0 =$	0,073 m	
b	0,182 m		$b =$	0,125 m	
a_1	0,37 m		$a_1 =$	0,25 m	
$F_{t,1,sd}$	53,91 kN	$A_s =$ 2,00 cm²	$F_{t,1,sd} =$	60,0 kN	$A_s =$ 2,22 cm²
e	0,087 m		$e =$	0,075 m	
a	0,4 m		$a =$	0,4 m	
$F_{t,0,sd}$	14,35 kN		$F_{t,0,sd} =$	5,89 kN	

Na direção vertical devem ser distribuídas, numa profundidade $a_1 = 0,37$ m e numa largura de 0,2 m, 2 camadas 2Ø8.

Na horizontal devem ser distribuídas numa profundidade $a_1 = 0,25$ m e numa largura de 0,37 m, 3 camadas 2Ø8.

- Com duas forças concentradas

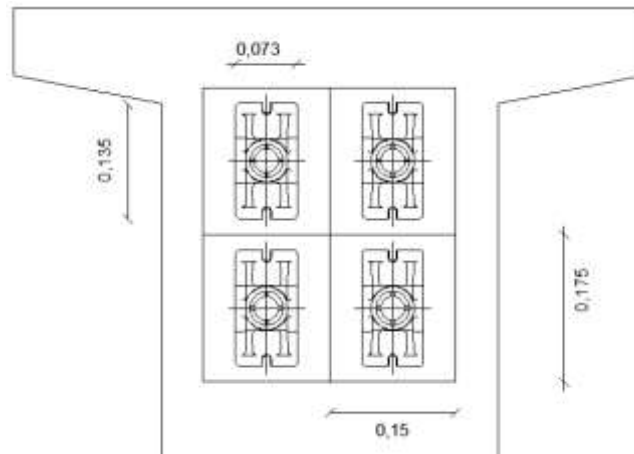


Figura 6.8 – Análise da zona de ancoragens dos quatro cordões

As resultantes das forças estão aplicadas dentro do núcleo central, mais corretamente, no centro de gravidade da secção, sendo a distribuição de tensões uniforme. Pode-se considerar que as forças concentradas se encontram próximas umas das outras. Logo pela expressão (6.6) obtém-se o valor da força de tração resultante.

1. Na direção vertical			2. Na direção horizontal		
$a_1 = b'$	0,175 m		$a_1 = b'$	0,15 m	
b	0,087 m		b	0,075 m	
a_2	0,35 m		a_2	0,3 m	
$F_{t,1,sd}$	19,37 kN	$A_s = 0,72 \text{ cm}^2$	$F_{t,1,sd}$	43,5 kN	$A_s = 1,61 \text{ cm}^2$
$F_{t,2,sd}$	0 kN		$F_{t,2,sd}$	0 kN	

Verifica-se que a armadura necessária, na presença de 2 forças concentradas, é inferior à calculada quando é tensionado apenas um cordão, logo a necessidade desta armadura está satisfeita pela anterior.

Esta análise foi feita para todas as situações, verificando-se uma percentagem bastante pequena de armaduras, nestas zonas, nas soluções de monocordão, permitindo utilizar uma resistência do betão menor. Também se verificou que a disposição das cabeças de ancoragem com a dimensão maior na vertical necessitava de menos armadura nessa direção do que na direção horizontal.

Na utilização de ancoragens com bainhas, verificou-se a necessidade de aumentar a resistência do betão, na aplicação do pré-esforço, pois as forças concentradas instaladas eram bastante elevadas para uma área de betão relativamente pequena. Em alguns casos foi mesmo necessário evitar a distância na vertical dos dispositivos de ancoragens e as excentricidades dos cabos, de forma a verificar o esmagamento do betão.

As armaduras necessárias para o reforço nas zonas de ancoragens encontram-se no anexo V.

7. Perdas de pré-esforço

As forças instaladas nas armaduras de pré-esforço variam ao longo da sua extensão e variam também ao longo do tempo. Esta variação é feita desde a extremidade ativa do cordão/cabo, até à ancoragem passiva por efeito de perdas de tensão na armadura de pré-esforço.

Recorda-se que a força de pré-esforço inicial à distancia x da extremidade $P_0(x)$, imediatamente após a transferência do pré-esforço, é obtida a partir do pré-esforço aplicado na origem $P'_0(x)$, deduzindo-lhe as perdas instantâneas devidas ao atrito entre as armaduras e bainhas, deformação elástica instantânea do betão e ao ajuste dos órgãos de ancoragens. Em termos de tensão temos:

$$\sigma_{p0}(x) = \sigma'_{p0}(x) - \sum \Delta\sigma_{p0,i}(x) \quad (7.1)$$

Em que $\sum \Delta\sigma_{p0,i}(x)$ é o somatório das perdas de tensão instantâneas.

A força de pré-esforço ao fim do tempo t , obtém-se de $P_0(x)$, deduzindo-lhe as perdas diferidas que se processam no tempo t . As perdas diferidas são provocadas pela relaxação das armaduras de pré-esforço, fluência e retração do betão.

$$\sigma_{pt}(x) = \sigma_{p0}(x) - \Delta\sigma_{pt,s+c+r}(x) \quad (7.2)$$

Em que $\Delta\sigma_{pt,s+c+r}(x)$ é a variação de tensão das perdas diferidas, ao longo do tempo t .

A forma como ocorrem e se manifestam as perdas de tensão depende do sistema de pré-esforço utilizado. Neste trabalho analisou-se apenas o sistema de pós-tensão.

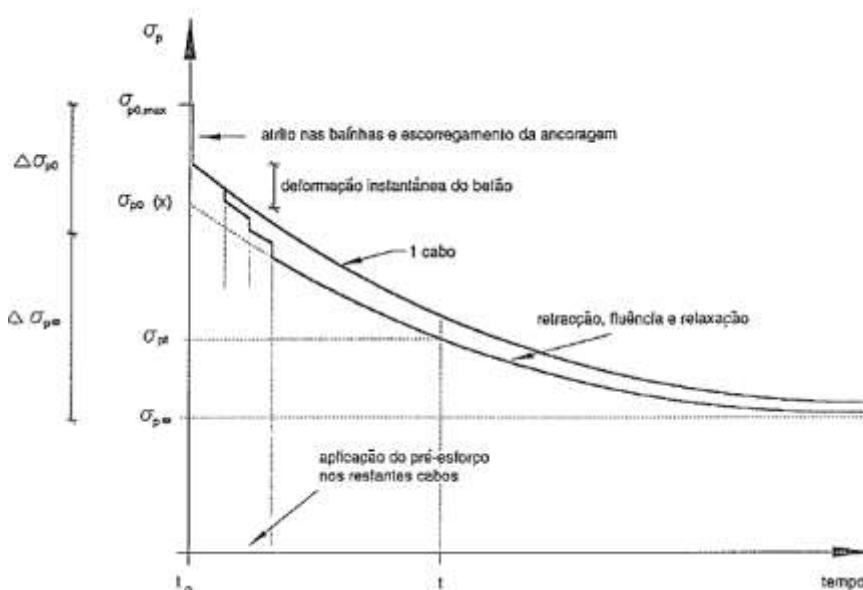


Figura 7.1 – Perdas de uma dada secção em sistema de pós-tensão

Relembra, também que o valor máximo de pré-esforço na origem é limitado pelas expressões (4.2 e 4.4) anteriormente referidas no capítulo 4.

7.1. Perdas por atrito

Quando se procede ao tensionamento do cabo, através dos macacos hidráulicos, dentro das baínhas geram-se forças tangenciais de atrito provocadas pelo contacto dos cabos com as baínhas, daí resulta uma diminuição da força ao longo do cabo. O contacto entre o cabo e a baínha é promovido pelos desvios angulares do traçado, ou seja, quanto maior for o número desses desvios maior será a perda de tensão por atrito.

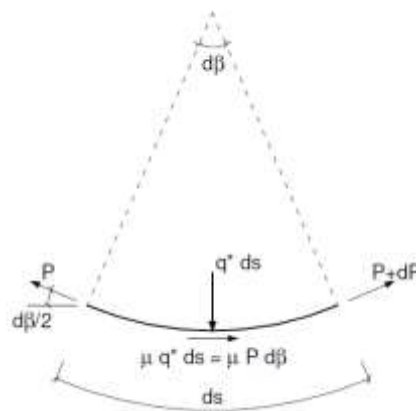


Figura 7.2 – Forças atuantes num trecho de cabo

Traduzindo o equilíbrio de forças de uma forma simplificada, de maneira a contabilizar estas perdas, tem-se que:

$$\Delta\sigma_{p,fr} = \sigma'_{p0}(1 - e^{-\mu(\beta+kx)}) \quad (7.3)$$

onde:

$\Delta\sigma_{p,fr}$ – variação da tensão das perdas por atrito;

μ – coeficiente de atrito, tomando o valor de 0,15 rad^{-1} para cordões não aderentes e 0,22 rad^{-1} para cabos aderentes;

β – soma dos ângulos de desvio do traçado. No caso de cordões não aderentes, em que apresentam desvios angulares em planta (α) e em alçado (θ), o desvio angular é a soma de ambos;

k – desvio angular parasita que tem em consideração eventuais desvios no posicionamento dos cabos de pré-esforço, tomando o valor de 0,0018 m^{-1} para cordões não aderentes e 0,0025 m^{-1} para cabos aderentes;

x – posição ao longo do traçado.

Para a análise destas perdas é necessário definir as parábolas que constituem o traçado, indicados no capítulo 5.3.5.

7.2. Perdas por reentrada das cunhas

Em sistemas de pós-tensão, em que se utilizam dispositivos de ancoragens ou cunhas, está associada uma reentradas destes órgãos (Δs) devido à transferência de esforços do macaco hidráulico para as ancoragens. Este parâmetro, normalmente, é cedido pelo fabricante e varia de acordo com a força que se aplica na armadura de pré-esforço.

De forma a calcular estas perdas, basta traçar um gráfico que faz variar a tensão no cabo com o seu comprimento, em que essa variação se deve às perdas por atrito.

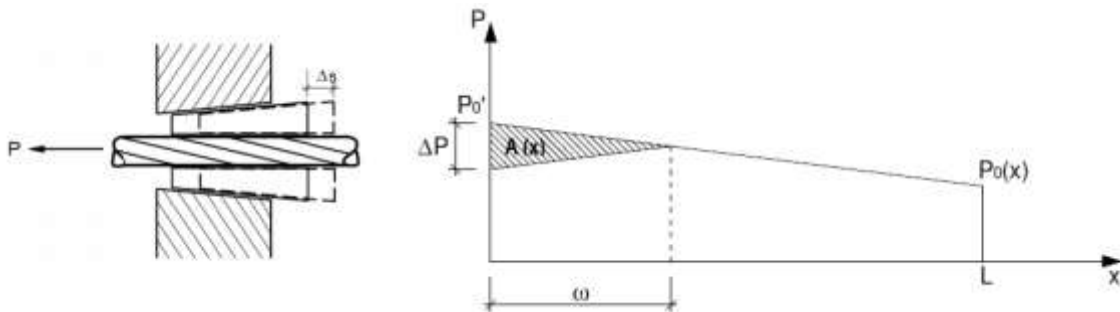


Figura 7.3 – Diagrama de tensões do cabo de pré-esforço.

Em traçados parabólicos, como são os casos de estudo deste trabalho, sabe-se que a perdas por atrito são aproximadamente constantes ao longo do traçado e por norma toma-se o gráfico como linear.

Na fase de reentrada das cunhas o atrito é favorável, visto se opor a tal movimento. Assim, conforme se observa na Figura 7.3, as perdas são máximas junto à ancoragem ativa, diminuindo a partir daí até que se anulam a uma certa distância da origem. Esta distância designa-se por alcance das perdas por reentrada das cunhas e representa-se por ω

O valor da reentrada tem de ser igual ao integral entre 0 e ω das variações de extensão sofridas pelo cabo, sendo dado pela expressão simplificada:

$$A(x) = \Delta s \times E_p \quad (7.4)$$

$$\omega = \sqrt{\frac{\Delta s \times E_p}{\frac{\sigma_{p,fr}(x=0) - \sigma_{p,fr}(x=l)}{L}}} \quad (7.5)$$

em que:

Δs – entrada da cunha, com o valor de entre 4 mm e 6 mm;

L – vão da viga;

$\sigma_{p,fr}(x=0;x=l)$ – tensão da perda por atrito sentida no início e final do traçado;

Nas soluções calculadas verificou-se que:

- $\omega > L/2$, isto implica que o tensionamento dos cordões é feito apenas numa das extremidades das vigas, para se obter em tensões mais elevadas;
- $\omega < L$, apesar de não ser muito comum em sistemas de pós-tensão de vãos, relativamente pequenos, esta situação acontece devido à força de tensionamento ser horizontal.

7.3. Perdas por deformação instantânea do betão

Em sistemas de pré-esforço por pós-tensão, haverá que considerar este tipo de perdas para considerar os efeitos de aplicação do pré-esforço em cada armadura sobre os pré-esforços das armaduras vizinhas, já tensionadas anteriormente, dado por:

$$\Delta\sigma_{pe}(x) = -\frac{1}{2} \frac{n-1}{n} \frac{E_p}{E_{cm,j}} \sigma_c(x) \quad (7.6)$$

em que:

n – número de cordões ou cabos;

$E_{cm,j}$ – módulo de elasticidade do betão à idade de aplicação do pré-esforço;

$\sigma_c(x)$ – tensão de compressão no betão, calculada ao nível do centro mecânico da armadura de pré-esforço, dada pela expressão:

$$\sigma_c(x) = -\frac{P_0}{A_c} - \frac{P_0 \times e(x) \times e(x)}{I_c} + \frac{M_{pp}}{I_c} e(x) \quad (7.7)$$

$$P_0 = A_p \times \sigma_0(x) \quad (7.8)$$

onde:

$\sigma_0(x)$ – tensão após processadas as perdas por reentrada da cunha.

Numa viga com vários cabos, o tensionamento é aplicado cabo a cabo. A tração do segundo cabo vai gerar o encurtamento da viga e do primeiro cabo, já tensionado, e assim sucessivamente. Por

exemplo, no processo de esticamento de dois cabos esta perda manifesta-se quando se coloca em tensão o segundo cabo estando o primeiro já devidamente tensionado e amarrado. A variação de tensão, induzida pelo tensionamento do segundo cabo, produz uma variação na deformação da peça de betão que por sua vez induz a perda de tensão do primeiro cabo. [15].

Em algumas situações, o elemento estrutural contém apenas um cabo de pré-esforço ($n = 1$), ora isto implica não haver lugar a perdas por deformação instantânea do betão. Com efeito, visto que a deformação do elemento é instantânea, a diminuição de força no cabo é automaticamente compensada pelo operador que continua a aumentar a pressão na bomba hidráulica até esta estabilizar no valor pretendido.

- Alongamento teórico dos cabos.

$$\Delta L = \frac{1}{A_p E_p} \int_0^L P dx \quad (7.9)$$

O controlo do alongamento do cabo é essencial, porque é uma forma acessível de verificar em obra o nível de perdas instantâneas ocorridas e controlar o valor de pré-esforço.

7.4. Perdas por retração do betão

O fenómeno de retração origina um encurtamento do betão ao longo do tempo representado por $\varepsilon_{cs}(t, t_0)$. Com o encurtamento da secção de betão, produz-se também uma diminuição no comprimento do cabo de pré-esforço, induzindo a uma perda de tensão na armadura.

O seu valor pode ser calculado pelas expressões fornecidas anteriormente no capítulo 4.2.4.1., ou de maneira a simplificar o processo, é adquirido a partir do quadro 4.8.

A perda de tensão na armadura de pré-esforço, por retração, pode ser determinada pela seguinte expressão:

$$\Delta\sigma_{pt,s} = -E_p \varepsilon_{cs}(t, t_0) \quad (7.10)$$

em que:

$\Delta\sigma_{pt,s}$ – perda de tensão na armadura de pré-esforço, devida à retração do betão

E_p – módulo de elasticidade do aço de pré-esforço.

7.5. Perdas por fluência do betão

A extensão devido à fluência provoca uma perda de tensão nos cabos que possam existir na secção.

$$\varepsilon_{cc}(t, t_0) = \sigma_{c,t_0} \frac{\varphi_c(t, t_0)}{E_{cm,28}} \quad (7.11)$$

em que:

σ_{c,t_0} – tensão constante aplicada na idade t_0 , devida à força de pré-esforço e das ações permanentes.

A variação de tensão devido à fluência é dada pela expressão:

$$\Delta\sigma_{pt,c} = \alpha \varphi_c(t, t_0) [\sigma_{c,g}(x) + \sigma_{c,p0}(x)] \quad (7.12)$$

onde:

$\varphi_c(t,t_0)$ – coeficiente de fluência na idade t , correspondente à aplicação da tensão na idade t_0 , consultado no quadro 4.8;

α – coeficiente de homogeneização aço-betão, considerando os valores do módulo de elasticidade do betão $E_{c,28}$:

$$\alpha = \frac{E_p}{E_{cm}} \quad (7.13)$$

$\sigma_{c,g}(x)$ – tensão no betão na secção x , calculada ao nível da armadura de pré-esforço, devida às ações permanentes, excluindo a força de pré-esforço:

$$\sigma_{c,g}(x) = \frac{(M_{permanentes})}{I_c} e(x) \quad (7.14)$$

$\sigma_{c,p0}(x)$ – tensão no betão na secção x , calculada ao nível da armadura de pré-esforço, devido à força de pré-esforço inicial:

$$\sigma_{c,p0}(x) = -\frac{P_0}{A_c} - \frac{P_0 e(x)}{I_c} e(x) \quad (7.15)$$

sendo:

P_0 – Força de pré-esforço inicial, após processadas as perdas instantâneas.

A expressão (7.12) admite que existe uma aderência perfeita entre o betão e o aço de pré-esforço, logo a extensão é igual nos dois materiais. Quando o pré-esforço é do tipo não aderente, onde não há contacto direto com o betão, a mesma equação é aplicada a um troço compreendido entre dois pontos sucessivos de fixação do cabo à estrutura, como por exemplo nas ancoragens.

7.6. Perdas por relaxação das armaduras

Como já foi abordado no capítulo 3.2.2, a relaxação verifica-se na armadura tracionada sob uma deformação constante, logo a perda vai ser linear com o valor da tensão inicial, sendo considerada como nula para uma tensão inicial de $0,5 \sigma_{puk}$.

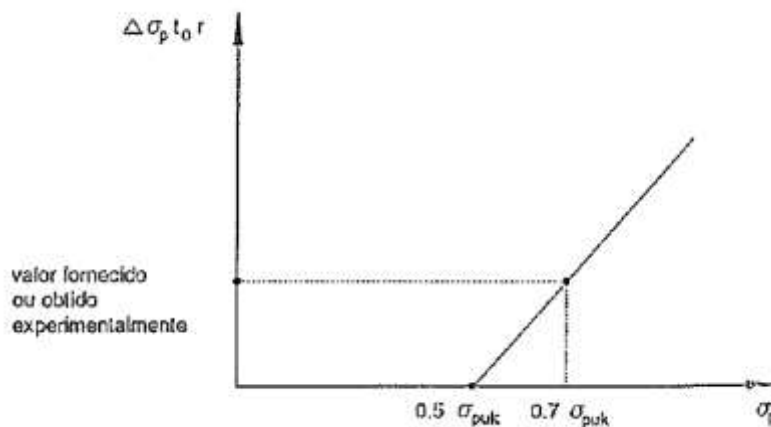


Figura 7.4 – Variação do valor da relaxação com a tensão instalada [15]

De acordo com o artigo 42º do REBAP, para o cálculo das perdas por relaxação deve ser considerada uma tensão de:

$$\sigma_p(x) = \sigma_{p0+g}(x) - 0,3 \Delta\sigma_{pt,s+c+r}(x) \quad (7.16)$$

sendo:

$\sigma_{p0+g}(x)$ – tensão na armadura devida ao pré-esforço inicial e às outras ações permanentes atuantes a partir da idade t_0 .

Vimos anteriormente como podem ser calculadas as perdas diferidas independentemente, mas na verdade elas estão relacionadas. A diminuição de tensão do aço devido à retração concebe uma diminuição de compressão no betão, diminuindo a deformação por fluência. Por outro lado as perdas por retração e fluência originam uma diminuição das perdas por relaxação, provocando uma diminuição de tensão nos aços [6]. De uma maneira geral pode-se convergir as perdas diferidas numa só expressão:

$$\Delta\sigma_{pt,s+c+r}(x) = - \frac{\varepsilon_{cs}(t, t_0) E_p + \alpha\varphi_c(t, t_0) [\sigma_{c,g}(x) + \sigma_{c,p0}(x)] - \Delta\sigma_{cp,t-t_0,r}(x)}{1 - \alpha \frac{\sigma_{c,p0}(x)}{\sigma_{p0}(x)} \left[1 + \frac{\varphi_c(t, t_0)}{2} \right]} \quad (7.17)$$

Analisando um caso prático de uma viga com 12 m de vão e o sistema de pré-esforço não aderente constituído por 5 cabos. Consideremos as perdas para o cabo resultante com excentricidade nula na extremidade e sendo o traçado do cabo simétrico a partir do ponto F da Figura 7.5.

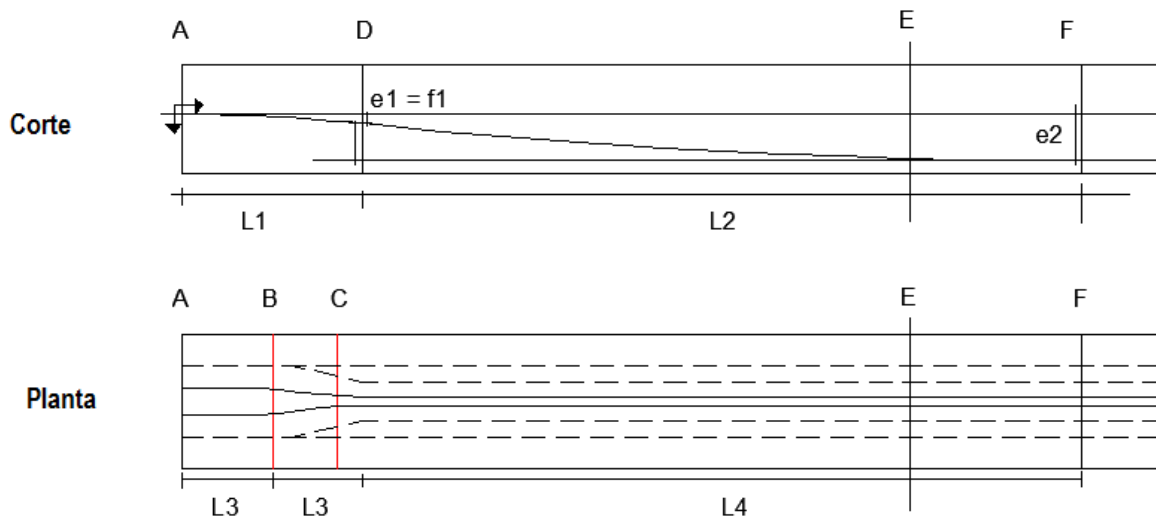


Figura 7.5 – Esquema representativo dos traçados em corte e planta dos monocórdões

Perdas instantâneas:

- Perdas por atrito

Quadro 7.1 – Comprimentos e excentricidades do cabo resultante

L1 =	1,2 m
L2 =	4,8 m
L3 =	0,5 m
e1 =	0,053 m
e2 =	0,265 m
e3 =	0,019 m

Quadro 7.2 – Definição das parábolas

	Parábola 1			Parábola 2		
Corte	$\gamma_1(x)=$	0,037	x^2	$\gamma_3(x)=$	0,0092	x^2
Planta	$\gamma_2(x)=$	0,075	x^2	$\gamma_4(x)=$	0,075	x^2

$$y'1(0,5) = 2 \times 0,5 \times 0,037 = 0,037$$

$$y'2(0,5) = 2 \times 0,5 \times 0,075 = 0,075$$

$$\alpha = \beta = 0,037 + 0,075 = 0,112 \text{ rad}$$

$$y'1(1) = 2 \times 1 \times 0,037 = 0,074$$

$$\alpha = 0,074 \text{ rad} \rightarrow \beta = 0,112 + 0,074 = 0,186$$

Através da expressão 7.3, admitindo que o cabo é esticado a uma tensão de $0,75 f_{puk}$ e utilizando $\mu = 0,15 \text{ rad}^{-1}$ e $k = 0,0018 \text{ m}^{-1}$ para cordões não aderentes, fornecidos pelo fabricante MK4:

$$\Delta\sigma_{p,fr}(0,5) = 1395 \left(1 - e^{-0,15(0,112+0,0018 \times 0,5)}\right) = 23,40 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{p,fr}(0,5) = 1395 - 23,40 = 1371,60 \text{ MPa}$$

$$(\%) = \left(1 - \frac{1371,60}{1395}\right) \times 100 = 1,68 \%$$

No Quadro 7.3 apresenta-se a percentagem das perdas por atrito ao longo do traçado do cabo.

Quadro 7.3 – Perdas instantâneas por atrito (sistema não aderente)

Secção	x (m)	α (rad)	β (rad)	$\Delta\sigma_{p,fr}$ (MPa)	$\sigma_{p,fr}$ (MPa)	Perdas (%)
A	0	0,000	0,000	0,00	1395,00	0,00
B	0,5	0,112	0,112	23,40	1371,60	1,68
C	1	0,074	0,186	38,67	1356,33	2,77
D	1,2	0,088	0,274	56,62	1338,38	4,06
E	5	0,018	0,293	61,68	1333,32	4,42
F	6	0	0,311	65,72	1329,28	4,71
G	7	0,018	0,329	69,75	1325,25	5,00
H	10,8	0,088	0,418	88,57	1306,43	6,35
I	11	0,074	0,492	103,00	1292,00	7,38
J	11,5	0,112	0,603	124,67	1270,33	8,94
K	12	0,112	0,715	145,98	1249,02	10,46

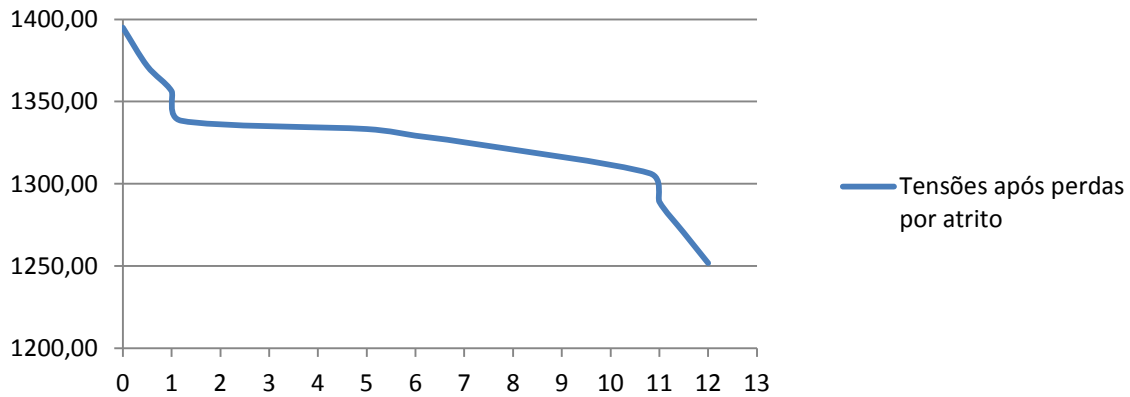


Figura 7.6 – Gráfico das tensões após perdas por atrito

O diagrama traçado pelas tensões após as perdas por atrito, nos casos em que o cordão tem um traçado parabólico, é, normalmente, considerado como linear, como se verifica na Figura 7.6 na zona a meio vão. Neste caso, observa-se nas extremidades uma rápida queda de tensão. Isto deve-se ao facto da força concentrada de tensionamento ser horizontal e por isso ter sido necessário considerar uma pequena parábola a 0,1 L, fazendo diminuir repentinamente o valor das tensões. De forma a facilitar os cálculos o diagrama foi considerado linear.

- Perdas por reentrada das cunhas

$E_p =$	195 MPa
$\Delta s =$	6 mm

Pela expressão 7.4 a área total toma o valor de:

$$A(x) = 0,006 \times 195 \times 10^3 = 1170 \text{ MPa/m}$$

Através da expressão 7.5 obtém-se o comprimento ω :

$$\omega = \sqrt{\frac{1170}{\frac{1395 - 1249,02}{12}}} = 9,8 \text{ m} < 12\text{m}$$

Verifica-se que o comprimento ω é inferior ao L. Esta informação significa que é suficiente tracionar o cabo numa só extremidade para se conseguir obter tensões mais elevadas, o que não é muito comum em vigas de pequeno porte. Isto acontece devido à rápida queda de tensão que existe nos extremos da viga.

Admitindo $\omega = 9,8$ m e um diagrama linear sendo o atrito na fase de reentrada igual ao atrito na fase de esticamento:

$$\frac{12}{145,98} = \frac{(12 - 9,8)}{x} \Rightarrow x = 145,98 - 26,22 = 119,22 \text{ MPa}$$

$$A(9,8) = \left(\frac{9,8 \times 119,22}{2} \right) \times 2 = 1168 \approx 1170 \text{ MPa/m} \quad \text{OK!}$$

No Quadro 7.4 estão indicadas as perdas e as percentagens relativas à reentrada das cunhas.

Quadro 7.4 – Perdas instantâneas por reentrada das cunhas (sistema não aderente)

Secção	x (m)	$\sigma_{p,c}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{p,c}$ (MPa)	Perdas (%)
A	0	1217,87	177,13	12,70
B	0,5	1241,27	130,34	11,02
C	1	1256,54	99,80	9,93
D	1,2	1274,49	63,89	8,64
E	5	1279,55	53,76	8,28
F	6	1283,59	45,68	7,99
G	7	1287,62	37,63	7,70
H	10,8	1306,43	0,00	6,35
I	11	1289,09	0,00	7,59
J	11,5	1270,33	0,00	8,94
K	12	1251,83	0,00	10,26

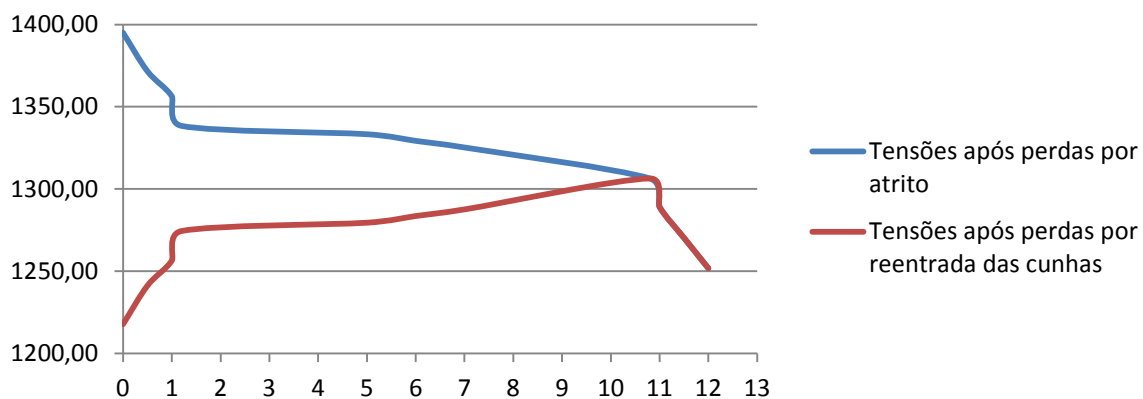


Figura 7.7 – Diagrama de tensões após perdas por atrito e reentrada das cunhas (sistema não aderente)

- Perdas por deformação instantânea do betão

Admitindo que o pré-esforço é tensionado após 7 dias da betonagem da viga com um betão de resistência 30 MPa, a partir das expressões 7.6, 7.7 e 7.8 tem-se que:

$E_{cm}(t)$	33 MPa
n	5

$$P_0 = A_p \times 1217,87 = 913,40 \text{ kN}$$

$$\sigma_c(0) = -\frac{P_0}{A_c} = -4,139 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{p,c}(0) = -\frac{1}{2} \times \frac{5-1}{5} \times \frac{195}{33} (-4,139) = 9,78 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{p,fr,c}(0) = 1217,87 - 9,78 = 1208,08$$

$$(\%) = \left(1 - \frac{1208,08}{1395}\right) \times 100 = 13,40 \%$$

No quadro Quadro 7.5 estão indicados os valores das tensões e percentagens após processadas as perdas instantâneas. É de salientar que a ação permanente mobilizável com o pré-esforço, de acordo com a fase construtiva proposta no capítulo 5.3.3, é o momento fletor provocado apenas pelo peso próprio da secção.

Quadro 7.5 – Perdas instantâneas (sistema não aderente)

Secção	x (m)	M _{pp} (kN/m)	P ₀ (kN)	e (m)	σ_c (x)	$\Delta\sigma_{p,c}$ (MPa)	$\sigma_{p,fr,c}$ (MPa)	Perdas (%)
A	0	0,00	913,40	0	-4139,59	9,78	1208,08	13,40
B	0,5	15,86	930,95	0,022	-4231,22	10,00	1231,27	11,74
C	1	30,34	942,40	0,044	-4329,05	10,23	1246,30	10,66
D	1,2	35,75	955,87	0,053	-4424,06	10,46	1264,03	9,39
E	5	96,53	959,66	0,256	-8771,38	20,73	1258,82	9,76
F	6	99,29	962,69	0,265	-9155,56	21,64	1261,95	9,54
G	7	96,53	965,72	0,256	-8844,71	20,91	1266,72	9,20
H	10,8	35,75	979,83	0,053	-4540,45	10,73	1295,70	7,12
I	11	30,34	966,82	0,044	-4445,24	10,51	1278,58	8,35
J	11,5	15,86	952,74	0,022	-4331,23	10,24	1260,09	9,67
K	12	0,00	938,87	0	-4255,04	10,06	1241,78	10,98

$$\sigma_{p0}^i = 1395 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \sigma_{p0} = 1261,95 \text{ MPa}$$

9,54 %

- Cálculo do alongamento teórico do cabo

$$\Delta L = \frac{1}{A_p E_p} \int_0^L P dx = \frac{1}{5 \times 1,5 \times 10^{-4} \times 195 \times 10^6} \times \left(\frac{1046,25 + 938,87}{2} \right) \times 12 = 0,081 \text{ m}$$

Perdas diferidas:

As perdas diferidas foram contabilizadas apenas na secção a meio vão (x = 6 m).

Partindo da expressão (7.17) para a quantificação das perdas diferidas admite-se que:

Quadro 7.6 – Condições dos materiais	
Condições:	
Ambiente húmido	75%
Aço de baixa relaxação	6%
Dia da aplicação do pré-esforço	7 dias

Para o cálculo das perdas por fluência e retração, foram empregues os parâmetros indicados no Quadro 4.8 do capítulo 4.2.4.

Quadro 7.7 – Valor da extensão de retração e do coeficiente de fluência

$\epsilon_{cs}(t,t_0)$	-220×10^{-6}
φ_c	2,9
$E_{cm}(t=28 \text{ dias})$	34 MPa
α	5,74

- Retração

$$\Delta\sigma_{pt,s} = -195 \times 10^3 \times (-220 \times 10^{-6}) = 42,9 \text{ MPa}$$

- Fluência

$$\sigma_{c,g}(x) = \frac{251,32}{0,00865} \times 0,265 = 7,7 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c,p0}(x) = -\frac{962,69}{0,2207} - \frac{962,69 \times 0,265}{0,00865} \times 0,265 = -12,20 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{pt,c} = 5,74 \times 2,9 [7,7 - 12,20] = -74,71 \text{ MPa}$$

Denominador:

$$1 - \alpha \frac{\sigma_{c,p0}(x)}{\sigma_{p0}(x)} \left[1 + \frac{\varphi_c(t, t_0)}{2} \right] = 1 - 5,74 \frac{-12,20}{1261,95} \left[1 + \frac{2,9}{2} \right] = 1,14 > 1$$

- Relaxação das armaduras

Para a obtenção de $\Delta\sigma_{pt,s+c+r}(x)$ considera-se para primeira aproximação 10 % das perdas instantâneas:

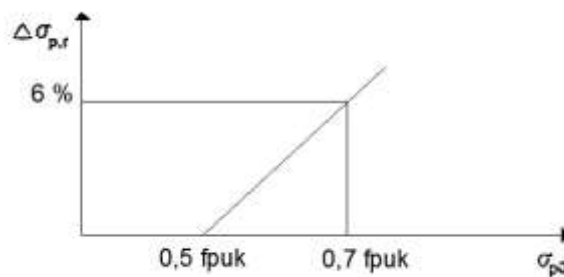


Figura 7.8 – Quantificação das perdas por relaxação

$$\sigma_{p0}(6) = 1261,95 - 0,3 (0,10 \times 1261,95) = 1224,09 \text{ MPa}$$

Esta tensão corresponde a uma variação de tensão de 4,74 %.

$$\Delta\sigma_{p,r} = \frac{4,74}{100} \times 1224,09 = 58,06 \text{ MPa}$$

Logo a variação da tensão referente às perdas diferidas é:

$$\Delta\sigma_{pt,s+c+r}(x) = - \frac{(-42,9 + (-74,71) - 58,06)}{1,14} = 154,66 \text{ MPa}$$

Passemos à segunda aproximação:

$$\sigma_{p0}(6) = 1261,95 - 0,3 \times 154,66 = 1215,55 \text{ MPa}$$

Esta tensão corresponde a uma variação de tensão de 4,61 %.

$$\Delta\sigma_{p,r} = \frac{4,61}{100} \times 1215,55 = 55,98 \text{ MPa}$$

Logo a variação da tensão referente às perdas diferidas é:

$$\Delta\sigma_{pt,s+c+r}(x) = -\frac{(-42,9 + (-74,71) - 55,98)}{1,14} = 152,83 \text{ MPa}$$

Terceira aproximação:

$$\sigma_{p0}(6) = 1261,95 - 0,3 \times 152,83 = 1216,10 \text{ MPa}$$

Esta tensão corresponde a uma variação de tensão de 4,61 %.

$$\Delta\sigma_{p,r} = \frac{4,61}{100} \times 1216,10 = 56,12 \text{ MPa}$$

Logo a variação da tensão referente às perdas diferidas é:

$$\Delta\sigma_{pt,s+c+r}(x) = -\frac{(-42,9 + (-74,71) - 56,12)}{1,14} = 152,95 \approx 152,83 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{p0} = 1261,95 - 152,95 = 1109,0 \geq 1000 \text{ MPa}$$

O valor das perdas diferidas (12,12%) está próximo do valor admitido anteriormente (10%).

Para concluir os valores das tensões de pré-esforço após processadas todas as perdas para a secção a meio vão são:

$$\sigma'_{p0} = 1395 \text{ MPa} \xrightarrow{9,54 \%} \sigma_{p0} = 1261,95 \text{ MPa} \xrightarrow{12,12 \%} \sigma_{p\infty} = 1109,0 \text{ MPa}$$

Passando agora a demonstrar as perdas para o sistema aderente, este difere nos parâmetros μ e β no cálculo das perdas por atrito, passando apenas a existir variação do traçado em corte. Em alguns casos, quando é necessário apenas um cabo ($n = 1$), não haverá perdas por deformação do betão, no momento de aplicação do pré-esforço.

Analisando uma viga de 14 m de vão e utilizando uma bainha com 9 cordões, e seguindo o mesmo raciocínio anteriormente descrito para as perdas por atrito, considerando $\mu = 0,22 \text{ rad}^{-1}$ e $k = 0,0025 \text{ m}^{-1}$:

- Perdas por atrito

Quadro 7.8 – Perdas por atrito (sistema aderente)

Secção	x (m)	α (rad)	β (rad)	$\Delta\sigma_{p,fr}$ (MPa)	$\sigma_{p,fr}(x)$ (MPa)	Perdas por atrito (%)
A	0	0,000	0,000	0,00	1395,00	0,00
B	1,4	0,062	0,062	20,04	1374,96	1,44
C	6	0,011	0,073	26,86	1368,14	1,93
D	7	0	0,085	30,96	1364,04	2,22
E	8	0,011	0,096	35,04	1359,96	2,51
F	12,6	0,062	0,158	56,93	1338,07	4,08
G	14	0,062	0,220	76,15	1318,85	5,46

- Perdas por reentrada das cunhas

$$\omega = \sqrt{\frac{1170}{\frac{1395 - 1318,85}{14}}} = 14,67 \text{ m} > 14 \text{ m}$$

Verifica-se que o comprimento ω é superior ao L. Esta informação significa que é conveniente tracionar o cabo numa só extremidade para se conseguir obter tensões mais elevadas.

Admitindo $\omega = 14$ m e um diagrama linear o atrito na fase de reentrada é igual ao atrito na fase de esticamento:

$$A(14) = \left(\frac{14 \times 76,15}{2}\right) \times 2 = 1066,1 \neq 1170 \text{ MPa/m} \quad \text{KO!}$$

$$1170 = 1066,1 + (14 \times x) \rightarrow x = 7,42 \text{ MPa}$$

$$A(14) = 1066,1 + (14 \times 7,42) = 1169,98 \approx 1170 \text{ MPa/m} \quad \text{OK!}$$

$$\Delta\sigma_{p,c}(14) = 1318,85 - 7,42 = 1311,43 \text{ MPa}$$

Quadro 7.9 – Perdas por reentrada das cunhas (sistema aderente)

Secção	x (m)	$\sigma_{p,c}(x)$ (MPa)	$\Delta\sigma_{p,c}$ (MPa)	Perdas (%)
A	0	1235,28	159,72	11,45
B	1,4	1255,32	119,64	10,01
C	6	1262,14	105,99	9,52
D	7	1266,24	97,81	9,23
E	8	1270,32	89,65	8,94
F	12,6	1292,21	45,86	7,37
G	14	1311,43	7,42	5,99

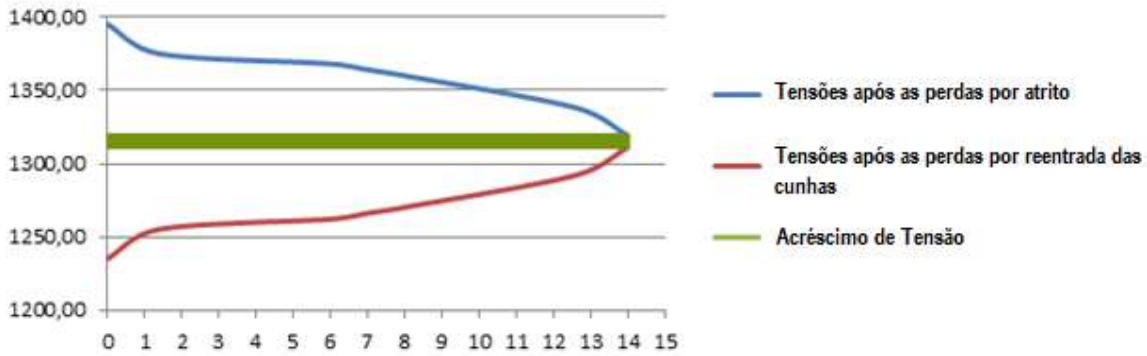


Figura 7.9 - Diagrama de tensões após as perdas por atrito e por reentrada das cunhas (sistema aderente)

- Perdas por deformação do betão

Quadro 7.10 – Perdas instantâneas (sistema aderente)

Secção	x (m)	Mpp (kN/m)	P0 (kN)	e (x) (m)	$\sigma_c(x)$	$\Delta\sigma_{p,c}$ (MPa)	$\sigma_{p,fr,c}(x)$ (MPa)	Perdas (%)
A	0	0,00	1482,34	0	-6718,04	0,00	1235,28	11,45
B	1,4	48,65	1506,38	0,044	-6912,67	0,00	1255,32	10,01
C	6	132,39	1514,57	0,212	-11509,19	0,00	1262,14	9,52
D	7	135,15	1519,48	0,218	-11822,61	0,00	1266,24	9,23
E	8	132,39	1524,38	0,212	-11604,76	0,00	1270,32	8,94
F	12,6	48,65	1550,65	0,044	-7123,01	0,00	1292,21	7,37
G	14	0,00	1573,71	0,000	-7132,17	0,00	1311,43	5,99

$$\sigma'_{p0} = 1395 \text{ MPa} \quad \xrightarrow{9,23\%} \quad \sigma_{p0} = 1266,24 \text{ MPa}$$

Analisando as perdas instantâneas dos dois sistemas, estes são tratados de maneira idêntica, uma vez que este tipo de perdas se manifesta durante as operações de tensionamento dos cordões, independentemente da aderência da armadura, visto que a bainha que constitui os cabos ainda não foi injetada. A diferenciação está estritamente relacionada com o desvio angular β e do coeficiente de atrito μ que dependem do tipo de armadura.

Verifica-se que as perdas instantâneas são de percentagem menor nas armaduras de pré-esforço aderente, apesar dos valores de k e μ serem mais elevados em sistemas aderentes. O motivo para tal ocorrência deve-se ao facto de existirem mais variações no traçado dos cordões não aderentes, fazendo com que estas perdas sejam maiores.

Em relação às perdas diferidas, estas estão relacionadas com o estado de tensão do betão na zona de armadura e o regulamento não especifica nenhuma distinção no que diz respeito à aderência das armaduras.

8. Discussão e conclusão dos resultados obtidos

8.1. Orçamentação

O estudo do orçamento incidu somente na quantificação dos materiais utilizados na fabricação das vigas e na construção da laje do tabuleiro.

Os preços indicados na Tabela 8.1 foram fornecidos pela empresa Fercanorte.

Tabela 8.1 – Tabela de preço praticados dos materiais

Materiais	Preços
Betão armado	100 €/m ³
Armadura passiva	1,25 €/kg
Armadura de pré-esforço	5,00 €/kg

Os preços para os dispositivos de ancoragem já incluem todo o equipamento necessário para a sua montagem com exceção do equipamento de tensionamento (macaco hidráulico) e estão indicados na Tabela 8.2.

Tabela 8.2 – Tabela de preços praticados para as ancoragens

Equipamento de Pós-Tensão:	Aderente			Não aderente
	5	7	9	
Ancoragem ativa (MSA)				
• Placa de ancoragem	40 €	60€	70€	8€
• Cone de plástico				
• Bainha de plástico				
• Cunha				
• Spring (espiral metálica)				
Ancoragem passiva (MPA)				
• Placa de ancoragem	80€	90€	100€	10€
• Bainha de plástico				

Foi contabilizado um valor meramente representativo de mão-de-obra para a execução das vigas, considerando um período de fabricação de 60 horas para cada peça com um valor de 15€/hora e para as pré-lajes um custo de 20€/pré-laje.

Foi contactada uma metalúrgica de Valongo – Metalongo, para informação da contabilização do custo de uma cofragem metálica para cada secção. Foi fornecido um preço de 3,40€/kg (valor médio) sendo os perfis de reforço de alma cheia, com chapa de cofragem de 6 mm espessura. Neste

preço não estão incluídos os acessórios necessários para abertura e fecho do painel, varões artoon, acessórios magot para centragem, pés magot para nivelamento, entre outros.

Irá ser abordada uma a análise de uma solução de maneira a verificar qual será a solução mais económica entre o sistema não aderente e aderente.

- Para um vão de 13 m com um afastamento de 1,5 m solicitando a necessidade de 8 cordões para um altura de viga de 75 cm:

Quadro 8.1 – Custo estimado para o vão de 13 m com vigas afastadas a 1,5 m (Sistema não aderente)

Orçamentos [Não Aderente]								
Viga	γ [kg/m3]	Volume [m3]	Peso [Kg]	Unidades	Preço [€/m3]	Preço [€/kg]	Preço [€/Unidade]	Preço [€]
Materiais:								
Betão	2500	3,474		-	100,00	-	-	347,44
Armadura ordinária	7800	-	48,34	-	-	1,25	-	60,43
Armadura transverso	7800	-	81,48	-	-	1,25	-	101,85
Armadura de construção	7800		61,06	-	-	1,25	-	76,33
Armadura pré-esforço:								
MUNB-1/0,6"-150-1860	7800	0,021	163,10	8	-	5,00	-	815,51
Equipamento de Pós-Tensão:								
Ancoragem activa	-	-	-	8	-	-	8,00	64,00
Placa de ancoragem	-	-	-		-	-		
Cone de plástico	-	-	-		-	-		
Bainha de plástico	-	-	-		-	-		
Cunha	-	-	-		-	-		
Ancoragem passiva	-	-	-	8	-	-	10,00	80,00
Placa de ancoragem	-	-	-		-	-		
Cone de plástico	-	-	-		-	-		
Spring (espiral metálica)	-	-	-		-	-		
Bainha de plástico	-	-	-		-	-		
Cunha	-	-	-	-	-			
Armadura de ancoragem	7800		7,36			1,25		9,20
Mão-de-obra				60 h		15,00 €		900,00
Cofragem metálica	7800	0,158	1235,05	-		3,4		4199,18
Laje							TOTAL	23837,21
Materiais:								
Betão	2500	31,200	-	-	100,00	-	-	3120,00
Armadura ordinária	7800		917,28	-	-	1,25	-	1146,60
Armadura de construção	7800		580,02	-	-	1,25	-	725,03
Pré-Laje								
Materiais:								
Armadura ordinária	7800		917,28	-	-	1,25	-	1146,60
Armadura de construção	7800		571,67	-	-	1,25	-	714,58
Mão-de-obra				56		20,00 €		1120,00
							TOTAL	31810,02

Quadro 8.2 - Custo estimado para o vão de 13 m com vigas afastadas a 1,5 m (Sistema aderente)

Orçamentos [Aderente]								
Viga	γ [kg/m ³]	Volume [m ³]	Peso [Kg]	Unidades	Preço [€/m ³]	Preço [€/kg]	Preço [€/Unidade]	Preço [€]
Materiais:								
Betão	2500	3,474		-	100,00	-	-	347,44
Armadura ordinária	7800	-	48,34	-	-	1,25	-	60,43
Armadura transverso	7800	-	80,93	-	-	1,25	-	101,16
Armadura de construção	7800		63,75	-	-	1,25	-	79,69
Armadura pré-esforço:								
0,6"-150-1860	7800	0,024	183,49	9	-	5,00	-	917,45
Equipamento de Pós-Tensão:								
Ancoragem activa	-	-	-	1	-	-	70,00	70,00
Placa de ancoragem	-	-	-		-	-		
Cone de plástico	-	-	-		-	-		
Bainha de plástico	-	-	-		-	-		
Cunha	-	-	-		-	-		
Ancoragem passiva	-	-	-	1	-	-	100,00	100,00
Placa de ancoragem	-	-	-		-	-		
Cone de plástico	-	-	-		-	-		
Spring (espiral metálica)	-	-	-		-	-		
Bainha de plástico	-	-	-		-	-		
Cunha	-	-	-	-	-	-	-	-
Armadura de ancoragem	7800		17,4			1,25		21,75
Mão-de-obra				60 h		15,00 €		900,00
Cofragem metálica	7800	0,158	1235,052	-		3,4		4199,18
Laje							TOTAL	24982,50
Materiais:								
Betão	2500	31,20	-	-	100,00	-	-	3120,00
Armadura ordinária	7800		917,28	-	-	1,25	-	1146,60
Armadura de construção	7800		580,02	-	-	1,25	-	725,03
Pré-Laje								
Materiais:								
Armadura ordinária	7800		917,28	-	-	1,25	-	1146,60
Armadura de construção	7800		571,67	-	-	1,25	-	714,58
Mão-de-obra				56		20,00 €		1120,00
							TOTAL	32955,31

Como se pode analisar pelo preço total, a solução mais económica é a utilização de cordões não aderentes. A distinção é visível na quantidade de armadura de reforço nas zonas de ancoragem, que o sistema aderente carece, visto que a força concentrada da bainha com 9 cordões é bastante elevada, cerca de 2542,39 kN em comparação com a força de 1 cordão, 209,25 kN, para o sistema não aderente. Também se observa a diferença de preços dos equipamentos de ancoragem que encarece o sistema de cabos aderentes.

Nota-se que esta diferença não é elevada como se pensava no início deste projeto. Apesar da utilização de bainhas aderentes ser um pouco mais cara, não requer de tanta preocupação com o posicionamento da bainha, enquanto que os monocordões exigem bastante da localização das bainhas e da devida amarração dos agrupamentos de cordões ao longo da viga, em alçado e em planta, bem como a colocação das várias ancoragens na extremidade da secção. Estas exigências tornam o processo complexo e exaustivo, o que poderá não compensar em termos práticos a utilização de cordões não aderentes.

Os custos finais para cada solução encontram-se no anexo VI.

8.2. Conclusão e discussão de resultados

A escolha das geometrias das secções I e T sofreram algumas alterações ao longo do estágio decorrido na empresa Fercanorte. Começou com uma largura de alma esbelta, o que é possível em elementos pré-fabricados por pré-tensão, e com os banzos exageradamente alargados e de pequena espessura. Em elementos pós-tensionados, com a utilização de bainhas aderentes, a espessura da alma deve incluir o recobrimento de um diâmetro da bainha para cada face, o que faz com que a espessura final das almas seja larga, abrangendo o maior número de soluções de pré-esforço.

As alturas das vigas foram obtidas de modo a abranger o maior número de vãos presentes em obras de arte correntes.

No estudo das três soluções de tabuleiros apresentados, o parâmetro de comparação que é bem perceptível, é o fator económico. Depara-se que a solução mais económica é, sem margem de dúvida, as soluções de vigas I com afastamento até vãos de 20 m. A partir deste comprimento as soluções de vigas afastadas encarecem, devido à secção I – 100 apresentar uma área relativamente pequena para suportar os elevados esforços, exigindo uma quantidade elevada de armadura de pré-esforço nessas extensões de comprimento. Confirma-se, ainda, pela análise de custos das vigas com afastamento, que a colocação de menos vigas no tabuleiro nem sempre é favorável. Como se confirmou no capítulo 5.3.4, para o mesmo número de vigas, aumentando o afastamento, diminuiu a área de influência da viga mais extrema, mas devido a outros fatores como equipamentos de ancoragem e a respetiva armadura de reforço, bem como a quantidade de armadura de pré-esforço podem fazer com que o reduzido número de vigas torne a solução mais dispendiosa.

Comparando as soluções sem afastamento (I e T) pode-se concluir que a decisão mais económica é a escolha das vigas T. Apesar das vigas I requererem menos armadura de pré-esforço, o motivo mais relevante para este resultado está associado ao número reduzido de vigas que a solução de vigas T apresentam, e a diferença de áreas não diferem muito de uma solução para a outra.

De facto, o que se pretendia com este projeto era elevar o maior número de soluções com a utilização de cordão não aderente e verificar se seria vantajosa a aplicação deste sistema em vigas de tabuleiros de pontes e viadutos. Consegue-se, assim, colocar até 6 cordões nas vigas com 60 cm de altura, até 8 cordões numa altura de 75 cm e até 12 cordões numa altura de 100 cm, utilizando sempre um número par de cordões para este sistema. Nota-se que a solução das vigas I adjacentes compreende um maior número de soluções com o sistema não aderente, por apresentarem uma menor distribuição de esforços por consequência expõem menor quantidade de armadura de pré-esforço. Este sistema pode ser gratificante quando a solução não necessita de demasiado pré-esforço. Até 6 cordões, pode-se dizer que é favorável, a partir desta quantidade já se torna um processo complexo no que se refere à montagem, colocação e agrupamento de cordões.

É de salientar que a utilização de cordões não aderentes é benéfica no que respeita à utilização racional da resistência do betão, situação confirmada no capítulo 6 da verificação da pressão local

no betão. Esta análise é dos fatores que mais contribuiu para a determinação da resistência mínima do betão no momento de aplicação do pré-esforço.

O estudo desenvolvido neste relatório tem como principal objetivo definir estratégias e processos a aplicar em projeto, baseado nas questões de utilização da estrutura (limitação de tensões, perdas de pré-esforço) e na contribuição do pré-esforço na verificação dos estados limites últimos de resistência. Existem alguns aspetos que no futuro devem ser desenvolvidos com mais pormenor e exigência, tais como, o estudo dos esforços dependendo das dimensões do tabuleiro; a colocação e disposição das armaduras de reforço das ancoragens, bem como a utilização de betões de elevada resistência em algumas soluções apresentadas.

Referência bibliográficas

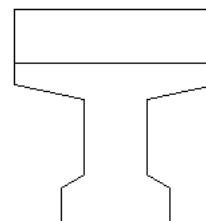
- [1] El Debs M. K., Takeya T., 2009. Introdução às pontes de concreto. Texto provisório de apoio á disciplina SET – 412. Escola de Engenharia de São Carlos, DEC. Universidade de São Paulo.
- [2] Appleton J., Construções em betão – Nota histórica sobre a sua evolução.
- [3] Reis, A. J. Folhas da disciplina de Pontes. Lisboa: Instituto Superior Técnico, DECivil.
- [4] Elliott, Kim S., 2002. In Precast concrete structures, Butterworth-Heinemann, Oxford.
- [5] David P. Billington, P.E., 1976. Historical Perspective on Prestressed Concrete. PCI Journal – Precast/Prestressed Concrete Institute
- [6] Jacinto L., 2007. Folhas da disciplina de Betão Estrutural III. Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, DECivil.
- [7] Taylor, H., 2005. Prefabrication: The Natural Construction Process. Transport Research Foundation. Institution of Structural Engineers.
- [8] Gray et al., 2003. New Standard Precast Concrete Bridge Beams. Stage 1 – Research & Identify Proposed Standard Beam Shapes and Spans. Transfund New Zealand.
- [9] Alves J. M., 2008. Análise e dimensionamento de pavimentos construídos a partir de pré-lajes de betão. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- [10] Ferreira de Sousa C., 2004. Continuidade estrutural em tabuleiros de pontes construídos com vigas pré-fabricadas. Soluções com ligação em betão armado. Faculdade de Engenharia do Porto.
- [11] Cunha F., 2010. Dimensionamento de tabuleiros de pontes com vigas de betão pré-fabricado. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- [12] Marchão C., Appleton J., 2009. Folhas da disciplina de Estruturas de betão II. Modulo 1 – Pré-esforço. Instituto Superior Técnico, departamento de Engenharia civil e arquitetura.
- [13] Gonçalves F. R., 2009. Viadutos de tabuleiros em vigas de betão pré-esforçado. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- [14] Appleton J., Costa A., 2002. Folhas da disciplina de estruturas de betão I. Parte II – Materiais. Instituto Superior Técnico, departamento de Engenharia civil.
- [15] Figueiras J., 1993. Dimensionamento de estruturas de betão pré-esforçado. Instituto Superior de Engenharia do Porto.
- [16] Lopes T., Amado M., Pré-fabricação aplicada ao contexto da reabilitação de edifícios. GEOTPU, FCT-UNL. 2ª Conferência construção e reabilitação aplicada ao contexto da reabilitação de edifícios, Lisboa.
- [17] Aalami B. O., 2000. Layout of post-tensioning and passive reinforcement in floor slabs. Pti Technical Notes.
- [18] Figueiras J. A., 2002. Estruturas de betão 2. Verificação aos estados limites de utilização. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

- [19] Almeida J. F., 2012. Pré-esforço em estruturas de edifícios. Instituto Superior Técnico, departamento de Engenharia civil e arquitetura, Lisboa.
- [20] Camposinhos R., 1991. Lajes pré-esforçadas por cabos não aderente. Um guia de dimensionamento e projeto. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (Dissertação de mestrado)
- [21] Viana L., 2012. Simulação da construção do tabuleiro de pontes composto por vigas pré-fabricadas apoiada na tecnologia de Realidade Virtual. Instituto Superior técnico da Universidade Técnica de Lisboa. (Dissertação de mestrado).
- [22] Figueiredo P., 2009. Estudo dos efeitos hiperstáticos do pré-esforço aplicação ao caso do tabuleiro da ponte Infante D. Henrique. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (Dissertação de mestrado)
- RSA – Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes.
- REBAP, Regulamento de Estruturas de Betão e Pré-Esforçado
- EN1992-1-1:2008 [EC2], Projeto de estruturas de betão – Regras gerais e regras para edifícios;
- EN1993-1-1:2010 [EC3], Projeto de estruturas de aço – Regras gerais e regras para edifícios.

Anexo I – Características finais das Vigas

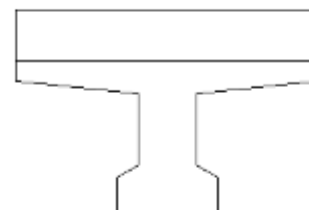
Quadro 10.1 – Tabela das características finais das vigas “I” sem afastamento

	A (m ²)	I (m ⁴)	vs (m)	vi (m)
Viga I - 60	0,371	0,0212	0,318	0,482
Viga I - 75	0,405	0,0345	0,376	0,574
Viga I - 100	0,463	0,0668	0,478	0,722



Quadro 10.2 – Tabela das características finais das vigas “T” sem afastamento

	A (m ²)	I (m ⁴)	Vs (m)	vi (m)
Viga T - 60	0,5079	0,0250	0,274	0,526
Viga T - 75	0,5424	0,0407	0,320	0,630
Viga T - 100	0,5999	0,0790	0,404	0,796



Quadro 10.3 – Tabela das características finais das vigas “I” com afastamento

	Afastamento (m)	A	I	vs (m)	vi (m)
Viga I - 60	1,5	0,521	0,0267	0,255	0,545
	1,75	0,571	0,0280	0,242	0,558
	2	0,621	0,0291	0,230	0,570
	2,25	0,671	0,0300	0,221	0,579
	2,5	0,721	0,0309	0,212	0,588
	2,75	0,771	0,0316	0,205	0,595
	3	0,821	0,0323	0,199	0,601
	3,25	0,855	0,0330	0,195	0,605
	3,5	0,865	0,0336	0,194	0,606
Viga I - 75	1,5	0,555	0,0434	0,301	0,649
	1,75	0,605	0,0454	0,285	0,665
	2	0,655	0,0472	0,271	0,679
	2,25	0,705	0,0487	0,259	0,691
	2,5	0,755	0,0500	0,248	0,702
	2,75	0,805	0,0512	0,239	0,711
	3	0,855	0,0523	0,231	0,719
	3,25	0,905	0,0533	0,224	0,726
	3,5	0,955	0,0542	0,217	0,733
Viga I - 100	1,5	0,613	0,0834	0,385	0,815
	1,75	0,663	0,0874	0,364	0,836
	2	0,713	0,0908	0,345	0,855
	2,25	0,763	0,0938	0,329	0,871
	2,5	0,813	0,0964	0,315	0,885
	2,75	0,863	0,0988	0,303	0,897
	3	0,913	0,1009	0,292	0,908
	3,25	0,963	0,1028	0,282	0,918
	3,5	1,013	0,1045	0,273	0,927

Anexo II – Percentagens de esforços das Vigas

Gráfico 10.0.1 – Gráfico de percentagens (%) em função do vão, referentes à viga I-60

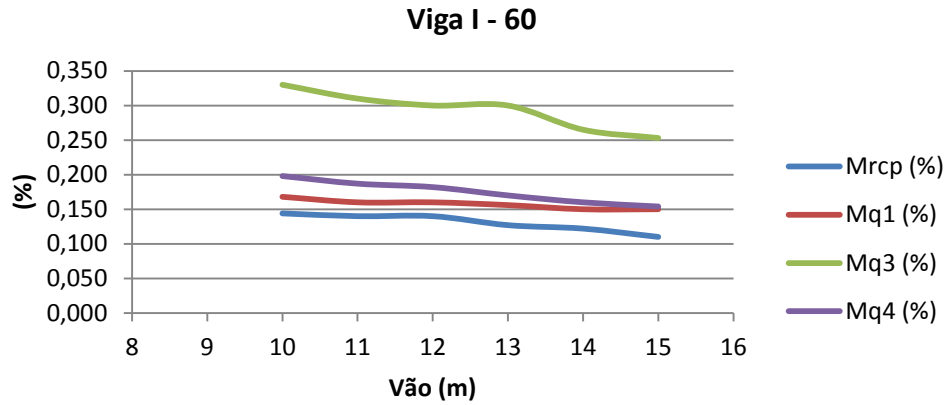


Gráfico 10.0.2 – Gráfico de percentagens (%) em função do vão, referentes à viga I-75

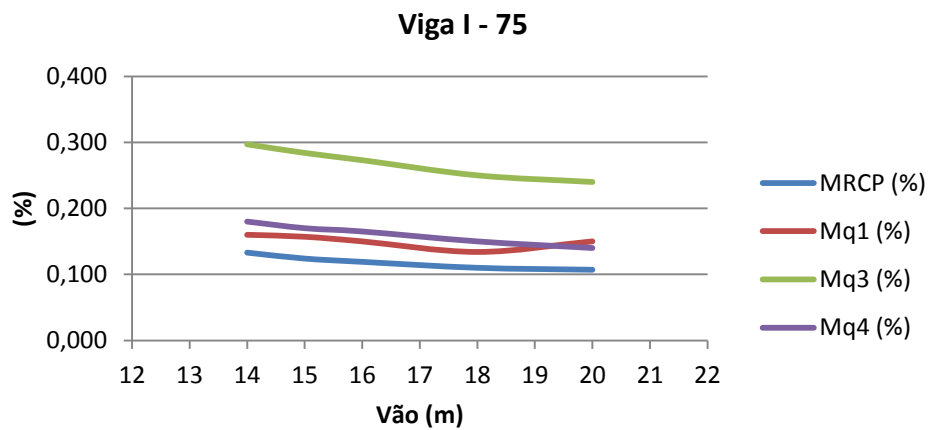


Gráfico 10.0.3 - Gráfico de percentagens (%) em função do vão, referentes à viga I-100

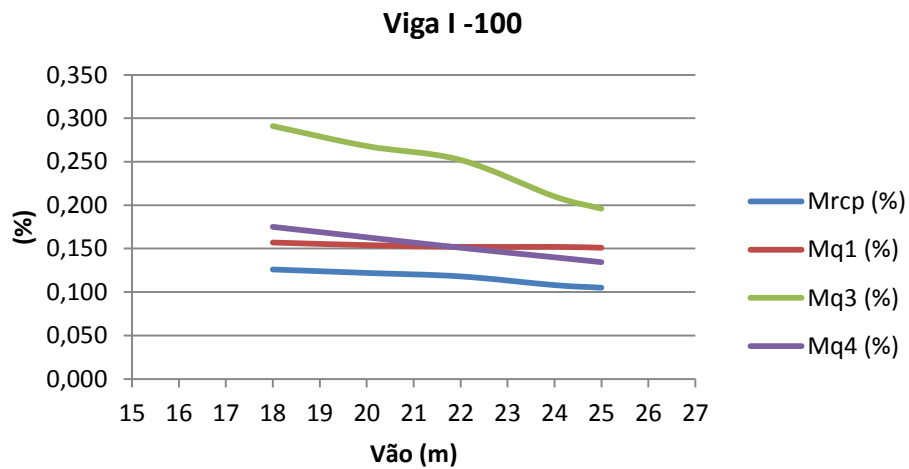


Gráfico 10.4 – Gráfico de percentagens (%) em função do vão, referentes à viga T-60

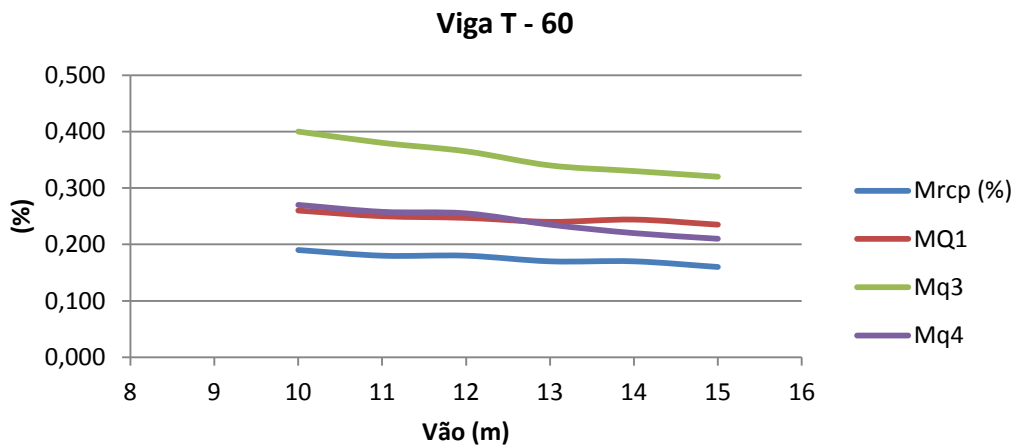


Gráfico 10.5 – Gráfico de percentagens (%) em função do vão, referentes à viga T-75

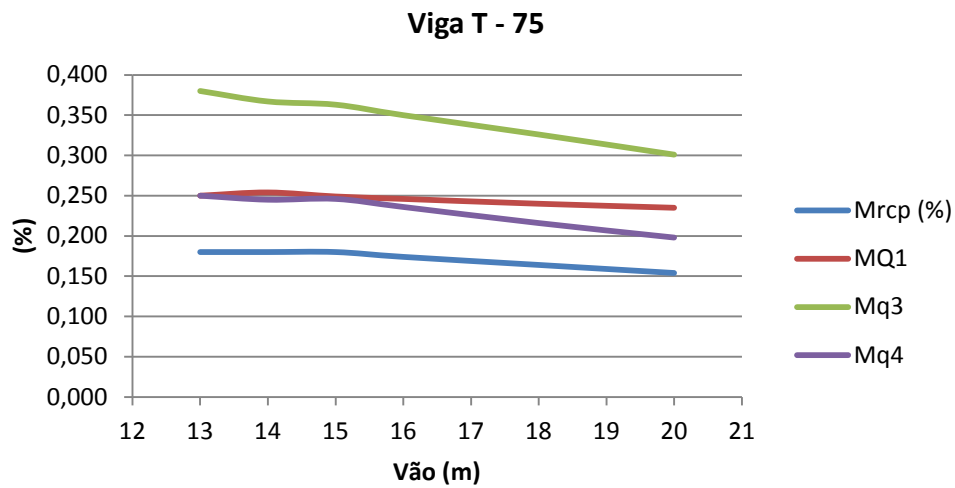


Gráfico 10.6 - Gráfico de percentagens (%) em função do vão, referentes à viga T-100

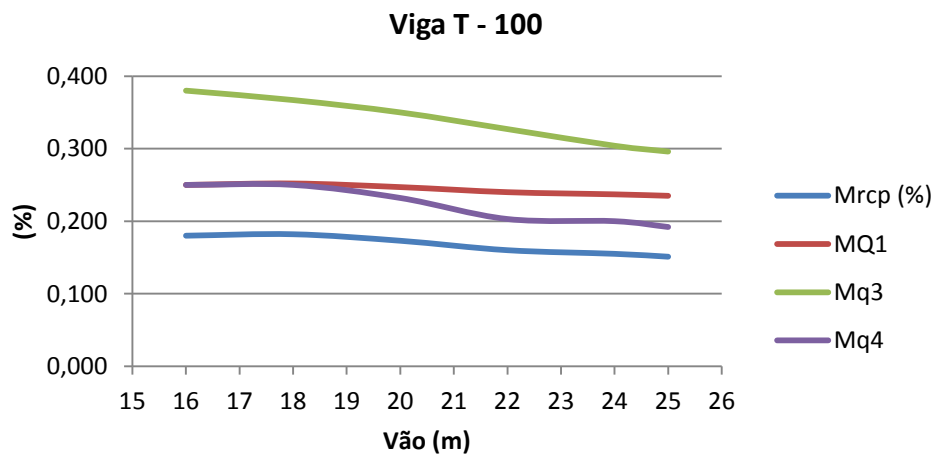


Gráfico10.7 - Gráfico de percentagens (%) em função do afastamento, referentes à viga I - 60

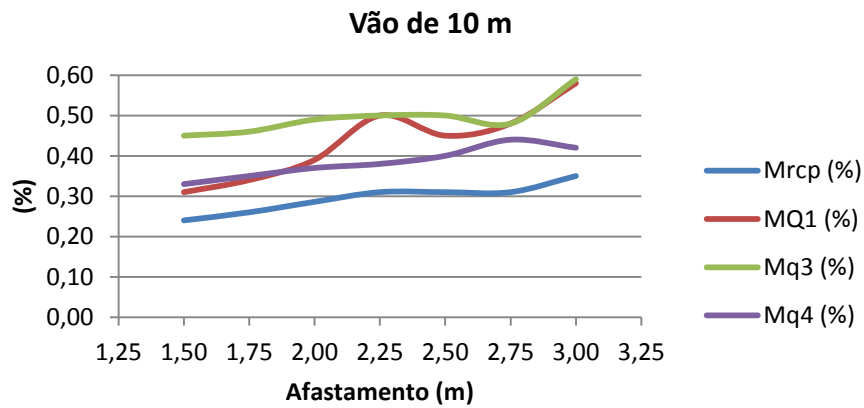


Gráfico10.8 – Gráfico de percentagens (%) em função do afastamento, referentes à viga I - 60

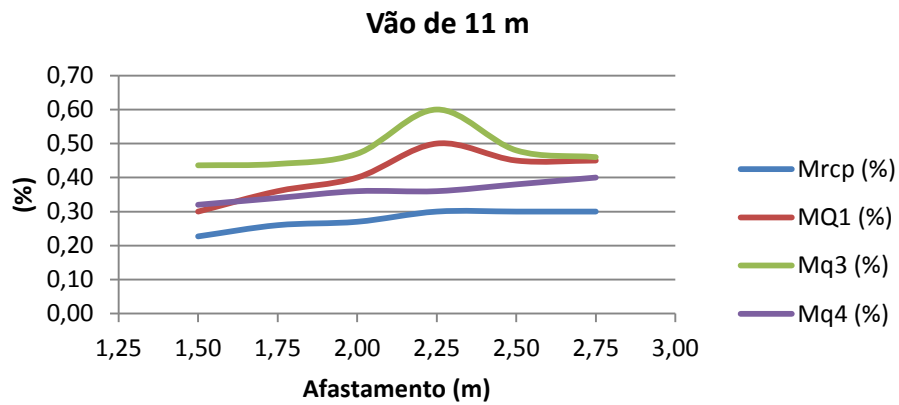


Gráfico 10.9 - Gráfico de percentagens (%) em função do afastamento, referentes à viga I - 75

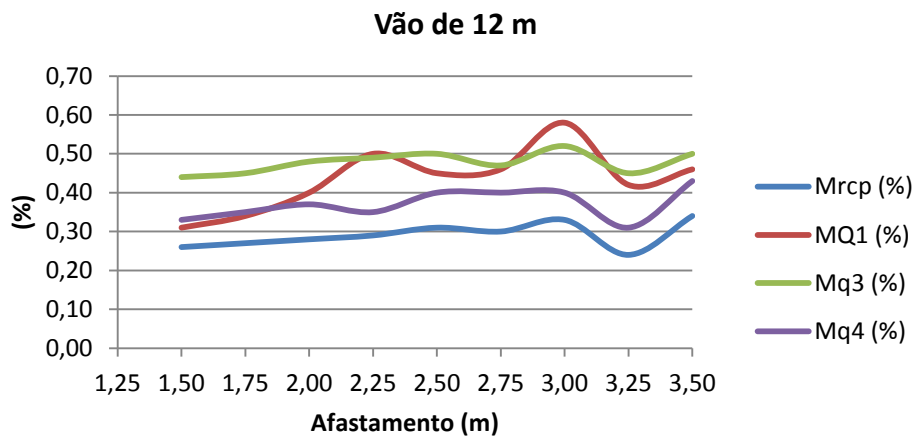


Gráfico10.10 - Gráfico de percentagens (%) em função do afastamento, referentes à viga I - 75

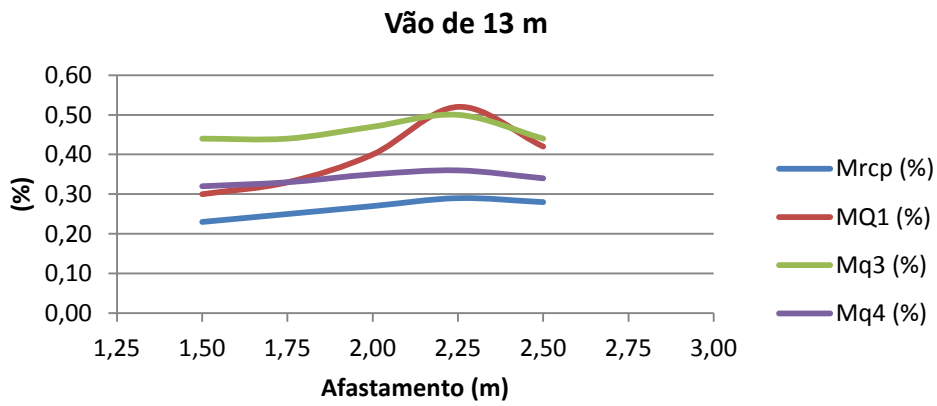


Gráfico10.11 - Gráfico de percentagens (%) em função do afastamento, referentes à viga I - 75

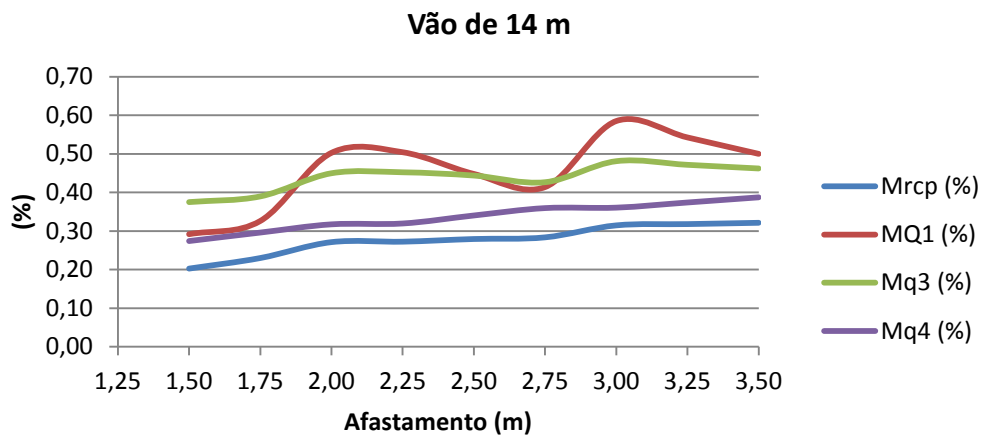


Gráfico10.12 - Gráfico de percentagens (%) em função do afastamento, referentes à viga I - 75

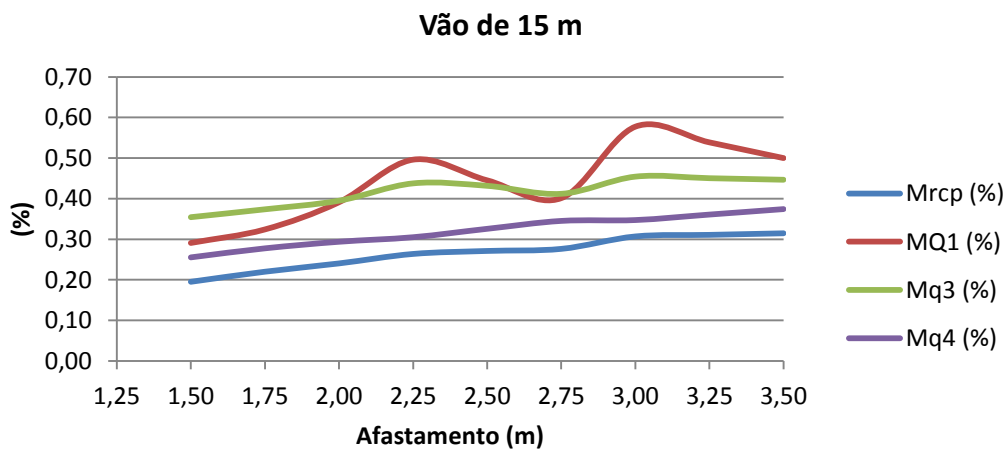


Gráfico10.13 - Gráfico de percentagens (%) em função do afastamento, referentes à viga I - 100

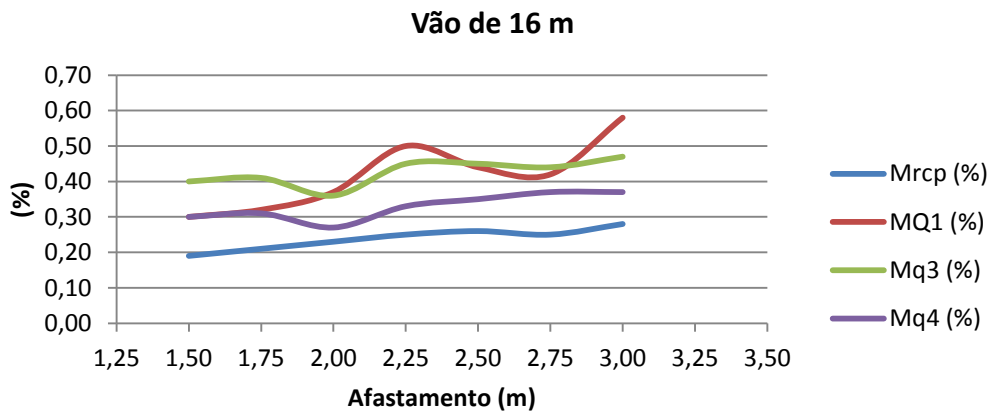


Gráfico10.14 - Gráfico de percentagens (%) em função do afastamento, referentes à viga I - 100

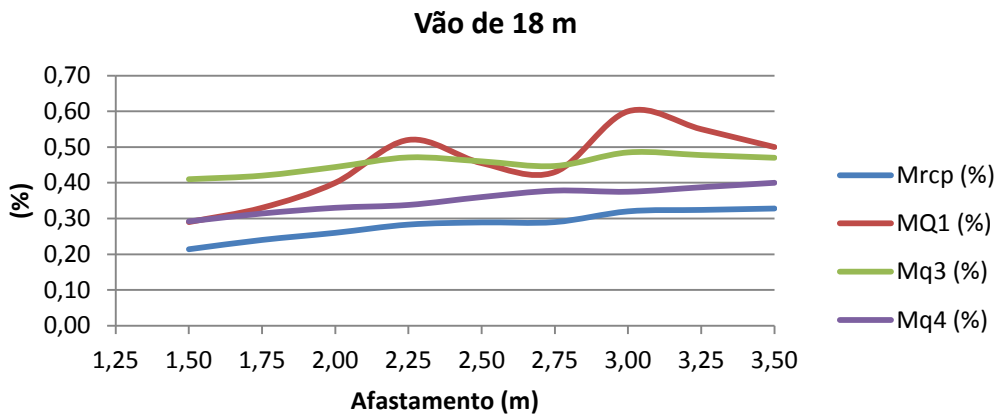


Gráfico10.15 - Gráfico de percentagens (%) em função do afastamento, referentes à viga I - 100

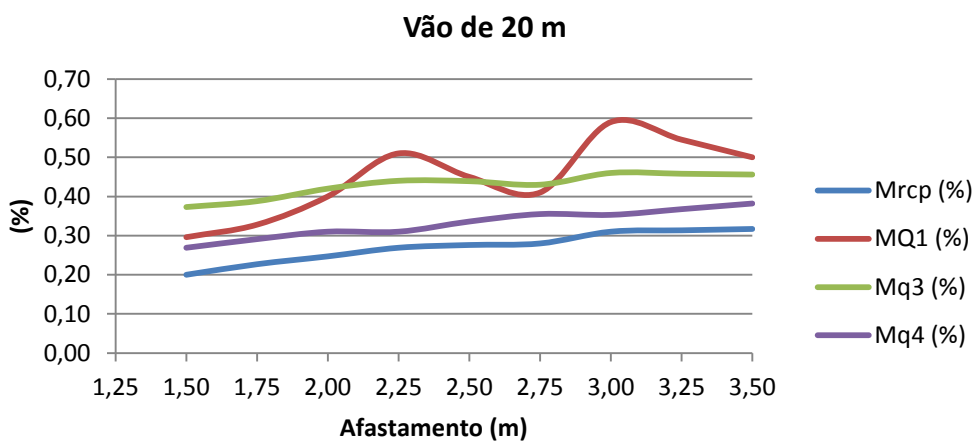


Gráfico10.14 - Gráfico de percentagens (%) em função do afastamento, referentes à viga I - 100

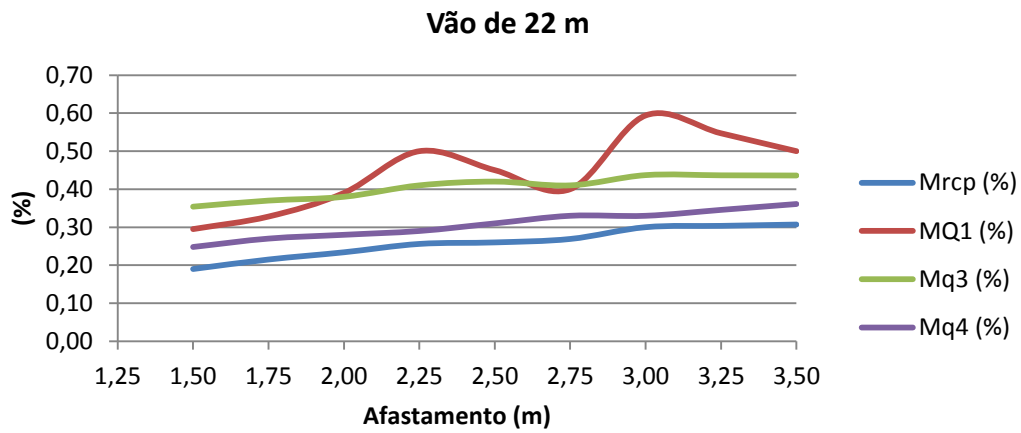


Gráfico10.15 - Gráfico de percentagens (%) em função do afastamento, referentes à viga I - 100

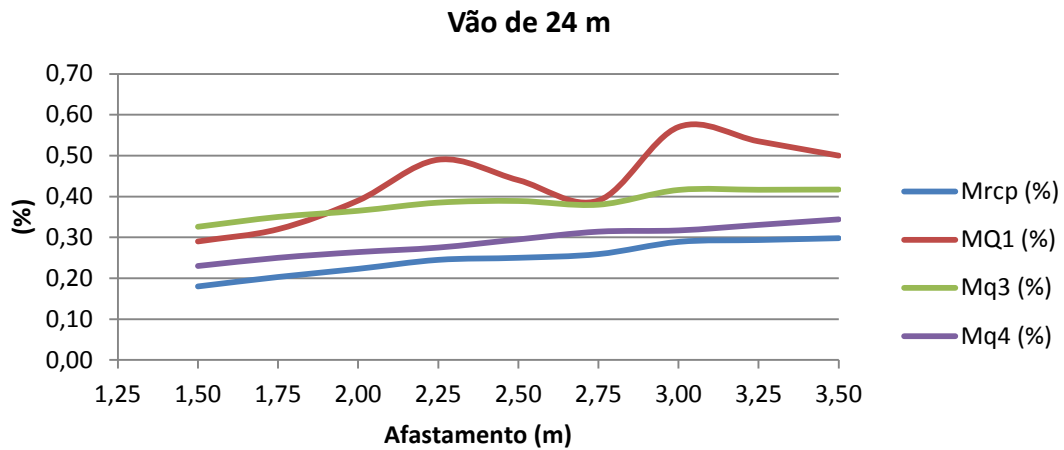
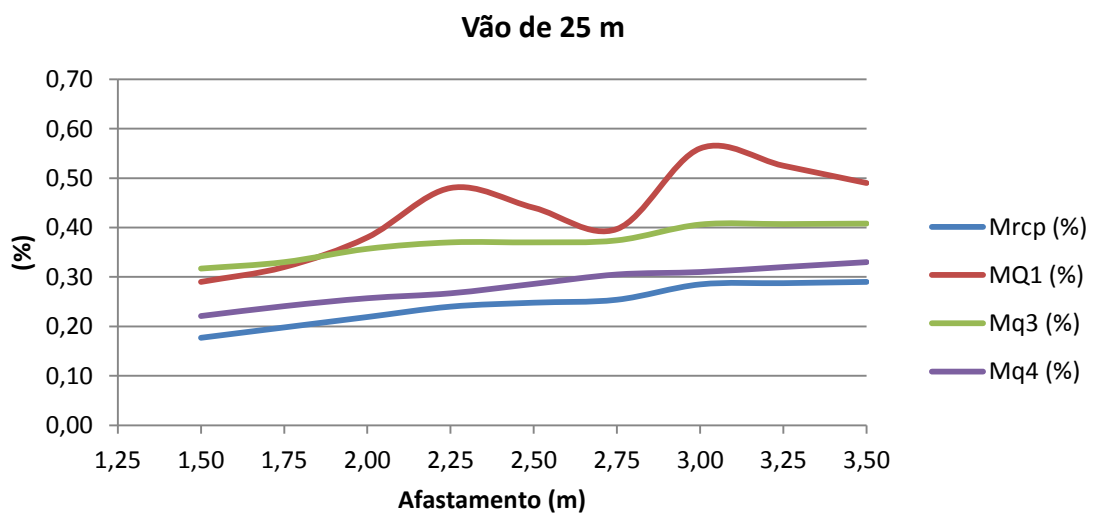


Gráfico10.16 - Gráfico de percentagens (%) em função do afastamento, referentes à viga I - 100



Anexo III – Momentos fletores e esforço transverso nas vigas

Quadro10.4 – Momentos fletores e esforço transverso das vigas “T” sem afastamento

	Vão (m)	Momentos (kN.m)								Esforço transverso (kN)							
		Mpp	Mlaje	Mrcp	MQ1	Mq1	Mq2	Mq3	Mq4	Vpp	Vlaje	Vrcp	VQ1	Vq1	Vq2	Vq3	Vq4
Viga T - 60	10	68,95	46,88	60,47	201,60	70,31	28,13	33,00	22,28	34,24	18,75	30,23	100,47	28,13	11,25	26,80	10,89
	11	83,43	56,72	71,13	216,00	77,34	34,03	34,10	25,46	37,66	20,63	31,96	93,27	28,13	12,38	25,12	11,39
	12	99,29	67,50	84,66	240,00	84,38	40,50	36,00	29,48	41,08	22,50	44,34	136,50	28,13	13,50	24,80	15,23
	13	116,53	79,22	90,13	257,40	91,41	47,53	39,00	32,32	44,51	24,38	36,47	90,23	28,13	14,63	18,00	12,87
	14	135,15	91,88	100,41	270,00	98,44	55,13	37,10	35,28	47,93	26,25	38,33	89,46	28,13	15,75	22,80	13,67
	15	155,14	105,47	103,93	292,50	105,47	63,28	37,95	38,98	51,35	28,13	37,79	90,18	28,13	16,88	20,96	14,04
Viga T - 75	14	156,28	91,88	109,46	288,00	98,44	55,13	41,58	39,69	58,43	26,25	43,97	101,25	28,13	15,75	27,04	15,75
	15	179,40	105,47	117,16	306,15	105,47	63,28	42,60	43,03	62,60	28,13	40,31	95,58	28,13	16,88	23,36	14,04
	16	204,12	120,00	127,92	315,00	112,50	72,00	43,68	47,52	66,78	30,00	43,00	95,16	28,13	18,00	23,48	15,84
	18	258,34	151,88	149,66	321,60	126,56	91,13	45,00	54,68	75,13	33,75	45,35	92,95	28,13	20,25	22,00	16,77
	20	318,94	187,50	179,73	405,00	140,63	112,50	48,00	63,00	83,47	37,50	50,39	92,69	28,13	22,50	21,20	17,82
Viga T - 100	18	316,56	151,88	171,43	376,80	126,56	91,13	52,38	63,79	97,63	33,75	48,68	110,00	28,13	20,25	22,68	17,82
	20	390,81	187,50	204,92	415,80	140,63	112,50	53,60	73,35	108,47	37,50	54,49	108,23	28,13	22,50	23,20	19,44
	22	472,88	226,88	239,82	456,00	154,69	136,13	55,44	82,22	119,32	41,25	58,02	108,46	28,13	24,75	22,00	20,39
	24	562,77	270,00	261,22	501,60	168,75	162,00	50,40	90,72	130,17	45,00	61,27	101,25	28,13	27,00	21,60	19,44
	25	610,64	292,97	275,57	520,95	175,78	175,78	49,00	94,50	135,59	46,88	62,57	101,52	28,13	28,13	20,80	20,25

Quadro 10.5 - Momentos fletores e esforço transverso das vigas “T” sem afastamento

	Vão (m)	Momentos (kN.m)								Esforço transverso (kN)							
		Mpp	Mlaje	Mrcp	MQ1	Mq1	Mq2	Mq3	Mq4	Vpp	Vlaje	Vrcp	VQ1	Vq1	Vq2	Vq3	Vq4
Viga T - 60	10	83,72	75,00	79,67	312,00	112,50	45,00	40,00	30,38	40,06	30,00	36,90	146,37	45,00	18,00	27,20	14,40
	11	101,30	90,75	91,32	337,50	123,75	54,45	41,80	35,08	44,07	33,00	38,74	145,09	45,00	19,80	26,80	15,35
	12	120,56	108,00	108,68	370,50	135,00	64,80	43,80	41,31	48,07	36,00	42,26	122,33	45,00	21,60	26,00	16,20
	13	141,48	126,75	120,46	396,00	146,25	76,05	44,20	44,68	52,08	39,00	44,85	145,96	45,00	23,40	25,88	16,73
	14	164,09	147,00	139,71	439,20	157,50	88,20	46,20	48,51	56,09	42,00	50,48	139,29	45,00	25,20	28,80	18,59
	15	188,37	168,75	150,95	458,25	168,75	101,25	48,00	53,16	60,09	45,00	53,08	145,80	45,00	27,00	27,00	19,37
Viga T - 75	13	159,705	126,75	127,55	412,50	146,25	76,05	49,40	47,53	61,83	39,00	47,97	153,92	45,00	23,40	30,40	18,72
	14	185,22	147,00	147,93	457,20	157,50	88,20	51,38	54,02	66,59	42,00	51,66	157,50	45,00	25,20	30,80	20,16
	15	212,63	168,75	169,81	485,55	168,75	101,25	54,45	62,27	71,34	45,00	55,35	156,60	45,00	27,00	30,40	20,93
	16	241,92	192,00	186,77	516,60	180,00	115,20	56,00	67,97	76,10	48,00	59,04	157,69	45,00	28,80	30,00	22,32
	18	306,18	243,00	222,80	576,00	202,50	145,80	58,68	78,73	85,61	54,00	63,40	154,00	45,00	32,40	29,20	23,49
	20	378,00	300,00	258,29	634,50	225,00	180,00	60,20	89,10	95,12	60,00	67,09	155,40	45,00	36,00	26,40	24,30
Viga T - 100	16	287,92	192,00	193,21	525,00	180,00	115,20	60,80	72,00	96,10	48,00	59,04	157,69	45,00	28,80	30,80	23,04
	18	364,40	243,00	247,25	604,80	202,50	145,80	66,06	91,13	108,11	54,00	66,42	159,50	45,00	32,40	31,20	25,43
	20	449,88	300,00	290,15	666,90	225,00	180,00	70,00	104,40	120,12	60,00	70,44	160,95	45,00	36,00	30,40	26,10
	22	544,35	363,00	324,70	720,00	247,50	217,80	71,94	110,53	132,14	66,00	75,64	156,55	45,00	39,60	29,60	27,72
	24	647,82	432,00	374,35	782,10	270,00	259,20	72,96	129,60	144,15	72,00	80,50	157,50	45,00	43,20	27,20	29,16
	25	702,93	468,75	395,71	810,75	281,25	281,25	74,00	135,00	150,15	75,00	83,86	157,92	45,00	45,00	26,80	29,25

Quadro 10.6 - Momentos fletores e esforço transverso das vigas "I" com afastamento

	Vão (m)	Afastamento (m)	Momentos (kN.m)							Esforço transverso (kN)								
			Mpp	Mlaje	Mrcp	MQ1	Mq1	Mq2	Mq3	Mq4	Vpp	Vlaje	Vrcp	VQ1	Vq1	Vq2	Vq3	Vq4
Viga T - 60 com afastamento	10	1,50	68,95	93,75	100,63	372,00	140,63	56,25	45,00	37,13	34,24	18,75	46,96	183,60	56,25	22,50	28,00	17,55
		1,75		109,38	109,02	408,00	160,71	64,29	46,00	39,38			50,32	204,00	64,29	25,71	28,00	18,00
		2,00		125,00	119,92	468,00	187,50	75,00	49,00	41,63			53,67	229,50	75,00	30,00	30,00	18,90
		2,25		140,63	129,98	600,00	225,00	90,00	50,00	42,75			58,70	239,70	90,00	36,00	29,20	20,25
	11	1,50	83,43	113,44	115,17	405,00	154,69	68,06	47,96	43,56	37,66	20,63	49,81	162,27	56,25	24,75	29,60	20,79
		1,75		132,34	131,91	486,00	176,79	77,79	48,40	46,28			59,04	207,27	64,29	28,29	28,00	20,79
2,00		151,25		136,98	540,00	206,25	90,75	51,70	49,01	57,19			212,45	70,00	33,00	27,20	21,29	
Viga T - 75 com afastamento	12	1,50	114,82	135,00	156,98	465,00	168,75	81,00	52,80	53,46	50,08	22,5	54,34	194,25	56,25	27,00	30,00	22,68
		1,75		157,50	163,02	510,00	192,86	92,57	54,00	56,70			64,40	220,50	64,29	30,86	28,00	23,22
		2,00		180,00	169,06	600,00	225,00	108,00	57,60	59,94			64,40	236,25	75,00	36,00	32,00	22,68
		2,25		202,50	175,10	750,00	270,00	129,60	58,80	56,70			68,43	262,50	90,00	43,20	31,20	21,60
		2,50		225,00	187,17	675,00	270,00	129,60	60,00	64,80			70,44	262,50	90,00	43,20	27,20	23,22
		2,75		247,50	181,14	690,00	270,00	129,60	56,40	64,80			66,42	283,50	90,00	43,20	22,80	24,30
		3,00		270,00	199,25	870,00	337,50	162,00	62,40	64,80			74,47	299,25	112,50	54,00	28,00	24,84
		3,25		292,50	144,91	630,00	337,50	162,00	54,00	50,22			64,40	262,50	112,50	54,00	26,80	21,60
	3,50	315,00	205,29	690,00	337,50	162,00	60,00	69,66	72,45	267,75	112,50	54,00	23,60	25,38				
	13	1,50	134,75	158,44	162,98	495,00	182,81	95,06	57,20	60,84	54,26	24,38	61,05	185,77	56,25	29,25	30,00	23,40
		1,75		184,84	177,15	544,50	208,93	108,64	57,20	62,74			65,41	222,92	64,29	33,43	28,00	23,40
		2,00		211,25	191,32	660,00	243,75	126,75	61,10	66,54			71,95	244,15	75,00	39,00	30,00	26,33
		2,25		237,66	205,50	858,00	292,50	152,10	65,00	68,45			87,21	265,38	90,00	46,80	32,00	25,16
		2,50		264,06	198,41	693,00	292,50	152,10	57,20	64,64			71,95	238,85	90,00	46,80	26,80	23,40
	14	1,50	156,28	183,75	179,90	536,22	196,88	110,25	58,80	66,15	58,43	26,25	65,75	198,21	56,25	31,50	27,60	25,83
		1,75		214,38	202,09	601,20	225,00	126,00	60,20	71,42			70,44	214,29	64,29	36,00	26,40	25,83
		2,00		245,00	219,59	720,00	262,50	147,00	63,71	75,19			73,96	235,71	75,00	42,00	27,60	26,46
	15	1,50	204,12	210,94	199,72	571,35	210,94	126,56	58,50	72,65	62,60	28,13	70,44	189,00	56,25	33,75	28,00	26,33
		1,75		246,09	224,53	635,70	241,07	144,64	63,00	78,47			75,47	216,00	64,29	38,57	26,80	27,68
		2,00		281,25	245,29	780,00	281,25	168,75	66,00	83,53			77,99	232,20	75,00	45,00	28,00	27,68

Quadro10.7 - Momentos fletores e esforço transverso das vigas “I” com afastamento

Vão (m)	Afastamento (m)	Momentos (kN.m)								Esforço transverso (kN)							
		Mpp	Mlaje	Mrcp	MQ1	Mq1	Mq2	Mq3	Mq4	Vpp	Vlaje	Vrcp	VQ1	Vq1	Vq2	Vq3	Vq4
Viga T - 100 com afastamento	16	1,50	240,00	203,95	630,00	225,00	144,00	64,00	86,40	86,78	30	61,72	184,88	56,25	36,00	27,60	28,80
		1,75	280,00	225,41	672,00	257,14	164,57	65,60	89,28			69,77	217,50	64,29	41,14	26,80	30,24
		2,00	320,00	246,88	777,00	300,00	192,00	57,60	77,76			80,50	222,94	75,00	48,00	27,20	27,36
		2,25	360,00	268,35	1050,00	360,00	230,40	72,00	95,04			77,82	277,31	90,00	57,60	30,80	30,24
		2,50	400,00	279,08	924,00	360,00	230,40	72,00	100,80			77,82	255,56	90,00	57,60	27,60	30,96
		2,75	440,00	268,35	882,00	360,00	230,40	70,40	106,56			75,14	304,50	90,00	57,60	23,60	31,68
		3,00	480,00	300,55	1218,00	450,00	288,00	75,20	106,56			85,87	315,38	112,50	72,00	28,00	31,68
	18	1,50	303,75	290,72	696,00	253,13	182,25	73,80	106,43	97,63	33,75	78,49	192,50	56,25	40,50	28,40	31,59
		1,75	354,38	326,04	792,00	289,29	208,29	75,60	114,45			87,55	225,50	64,29	46,29	27,60	32,40
		2,00	405,00	353,21	960,00	337,50	243,00	79,92	120,29			93,59	247,50	75,00	54,00	29,20	33,21
		2,25	455,63	384,46	1248,00	405,00	291,60	84,78	123,20			96,61	280,50	90,00	64,80	21,20	32,40
		2,50	506,25	392,61	1092,00	405,00	291,60	82,80	131,22			96,61	264,00	90,00	64,80	27,60	33,21
		2,75	556,88	393,97	1032,00	405,00	291,60	80,46	137,78			93,59	302,50	90,00	64,80	23,60	34,02
	20	1,50	437,50	335,44	799,20	281,25	225,00	74,60	121,05	108,47	37,5	87,21	194,25	56,25	45,00	28,00	33,30
		1,75	500,00	380,72	885,60	321,43	257,14	77,60	130,95			100,63	233,10	64,29	51,43	28,00	34,20
		2,00	562,50	414,26	1080,00	375,00	300,00	84,00	139,50			100,63	249,75	75,00	60,00	29,60	35,10
	22	1,50	453,75	385,58	885,00	309,38	272,25	77,88	135,04	119,32	41,25	92,24	195,68	56,25	49,50	28,40	35,64
		1,75	529,38	436,32	984,00	353,57	311,14	81,40	147,02			103,31	234,82	64,29	56,57	27,60	36,63
		2,00	605,00	474,88	1170,00	412,50	363,00	83,60	152,46			107,00	251,59	75,00	66,00	29,60	37,62
	24	1,50	540,00	434,73	957,00	337,50	324,00	78,24	149,04	130,17	45	96,61	196,88	56,25	54,00	28,40	37,80
		1,75	630,00	490,27	1056,00	385,71	370,29	84,00	162,00			108,68	230,63	64,29	61,71	27,60	38,88
	25	1,50	585,94	463,85	1000,50	351,56	351,56	79,25	155,39	135,59	46,88	100,63	197,40	56,25	56,25	28,40	38,25
		1,75	683,59	518,88	1104,00	401,79	401,79	82,50	169,45			109,02	231,24	64,29	64,29	27,60	39,38

Anexo IV – Verificação dos Estados Limite de Utilização

Quadro 10.8 – Verificação dos Estados Limite de Utilização para as vigas I sem afastamento

Nº vigas	H (cm)	Vão (m)	Vigas I (sem afastamento)						fck (MPa)		Tensões													
			Armadura Pré-esforço			P (kN)	emáx (m)	t = 0		Comb Frequente				Comb Quase-permanentes				Comb. Rara						
			Nº cordões	Ap (m2)	Sistema			σs	σi	σs,laje	σi,laje	σs,viga	σi,viga	σs,laje	σi,laje	σs,viga	σi,viga	σs,laje	σi,laje	σs,viga	σi,viga			
16	60	10	4	0,00060	Não aderente	0,02	600	0,263	30	35	0,4	-7,7	-2,2	-0,8	-2,2	-1,0	-1,6	-0,6	-2,0	-1,9	-4,1	-1,5	-3,0	1,9
		11	5	0,00075	Não aderente	0,02	750	0,265	30	35	0,6	-9,8	-2,5	-0,9	-2,5	-1,9	-1,8	-0,7	-2,3	-2,9	-4,5	-1,7	-3,3	1,2
		12	5	0,00075	Não aderente	0,02	750	0,265	30	35	0,2	-9,2	-2,8	-1,1	-3,5	-0,4	-2,1	-0,8	-3,2	-1,5	-5,1	-1,9	-4,3	3,1
		13	6	0,00090	Não aderente	0,02	900	0,253	30	35	-0,1	-10,7	-3,1	-1,1	-4,2	-0,8	-2,2	-0,8	-3,9	-1,9	-5,5	-2,0	-5,1	2,9
		14	8	0,00120	Aderente	0,077	1200	0,218	35	40	-1,1	-13,1	-3,2	-1,2	-5,6	-1,9	-2,4	-0,9	-5,3	-3,1	-5,8	-2,2	-6,5	2,0
	75	15	7	0,00105	Aderente	0,067	1050	0,311	30	35	-0,5	-10,2	-2,7	-1,3	-4,5	-1,1	-2,0	-1,0	-4,2	-2,1	-4,8	-2,2	-5,7	2,1
		16	8	0,00120	Não aderente	0,02	1200	0,342	30	35	0,4	-12,7	-2,9	-1,3	-4,2	-2,6	-2,2	-1,0	-3,9	-3,6	-5,0	-2,4	-5,2	0,7
		18	9	0,00135	Aderente	0,077	1350	0,296	35	40	-1,7	-11,7	-3,1	-1,5	-7,0	-0,2	-2,4	-1,1	-6,7	-1,3	-5,4	-2,5	-8,0	-3,2
	100	20	9	0,00135	Aderente	0,077	1350	0,425	30	35	-1,3	-9,5	-2,8	-1,6	-6,0	-0,1	-2,2	-1,3	-5,6	-1,0	-4,7	-2,7	-7,1	2,8
		22	10	0,00150	Não aderente	0,02	1500	0,465	30	35	-1,0	-11,1	-3,1	-1,8	-6,7	0,0	-2,5	-1,4	-6,3	-1,0	-5,2	-3,0	-7,9	3,1
24		12	0,00180	Não aderente	0,02	1800	0,435	35	40	-2,0	-12,4	-3,4	-2,0	-8,4	0,2	-2,7	-1,6	-8,0	-0,9	-5,7	-3,3	-9,7	3,6	
		25	16	0,00240	Aderente	0,077	2400	0,328	40	40	-4,8	-14,0	-3,6	-2,1	-11,3	-0,4	-2,9	-1,7	-10,9	-1,6	-6,0	-3,5	-12,7	3,2

Quadro 10.9 - Verificação dos Estados Limite de Utilização para as vigas T sem afastamento

Nº vigas	H (cm)	Vão (m)	Vigas T (sem afastamento)						fck (MPa)		Tensões													
			Armadura Pré-esforço			P (kN)	emáx (m)	t = 0		Comb Frequente				Comb Quase-permanentes				Comb. Rara						
			Nº cordões	Ap (m2)	Sistema			σs	σi	σs,laje	σi,laje	σs,viga	σi,viga	σs,laje	σi,laje	σs,viga	σi,viga	σs,laje	σi,laje	σs,viga	σi,viga			
16	60	10	5	0,00075	Não aderente	0,02	750	0,303	30	35	0,7	-9,8	-2,3	-0,6	-1,9	-0,7	-1,6	-0,4	-1,7	-2,1	-4,5	-1,2	-2,5	3,4
		11	7	0,00105	Aderente	0,067	1050	0,271	35	40	0,5	-12,9	-2,6	-0,7	-2,6	-2,2	-1,8	-0,5	-2,4	-3,7	-4,9	-1,3	-3,2	2,2
		12	8	0,00120	Aderente	0,077	1200	0,246	35	40	-0,3	-13,3	-2,9	-0,8	-3,8	-1,2	-2,1	-0,6	-3,6	-2,8	-5,4	-1,5	-4,5	3,6
	75	13	7	0,00105	Aderente	0,07	1050	0,356	35	40	0,2	-10,7	-2,4	-0,9	-3,0	-0,9	-1,7	-0,6	-2,8	-2,1	-4,4	-1,6	-3,8	3,1
		14	8	0,00120	Não aderente	0,02	1200	0,356	30	35	0,2	-12,3	-2,7	-1,0	-3,5	-1,0	-2,0	-0,7	-3,2	-2,4	-4,9	-1,8	-4,3	3,4
		15	10	0,00150	Aderente	0,056	1500	0,306	35	45	-0,8	-13,6	-3,0	-1,1	-4,9	-1,0	-2,2	-0,8	-4,6	-2,5	-5,3	-2,0	-5,8	3,7
	100	16	7	0,00105	Aderente	0,067	1050	0,465	30	35	-0,6	-7,5	-3,2	-2,1	-5,0	0,1	-2,4	-1,6	-4,4	-0,7	-5,7	-3,8	-6,6	2,6
		18	9	0,00135	Aderente	0,077	1350	0,478	30	35	-0,5	-10,1	-3,9	-2,6	-5,9	-0,5	-2,9	-2,0	-5,3	-1,4	-6,7	-4,5	-7,9	2,4
		20	10	0,00150	Não aderente	0,02	1500	0,518	30	35	-0,3	-11,6	-4,4	-2,9	-6,8	-0,2	-3,4	-2,3	-6,2	-1,2	-7,6	-5,1	-9,0	3,0
		22	14	0,00210	Aderente	0,067	2100	0,426	40	40	-1,9	-14,2	-4,8	-3,2	-9,2	-0,8	-3,7	-2,5	-8,4	-1,9	-8,3	-5,5	-11,5	2,6
		24	18	0,00270	Aderente	0,077	2700	0,345	40	40	-4,4	-15,3	-5,4	-3,6	-12,6	0,0	-4,2	-2,8	-11,8	-1,2	-9,2	-6,1	-15,1	3,7
		25	20	0,00300	Aderente	0,067	3000	0,339	45	45	-4,9	-16,9	-5,7	-3,8	-13,6	-0,5	-4,4	-3,0	-12,8	-1,7	-9,6	-6,4	-16,2	3,4

Quadro 10.10 - Verificação dos Estados Limite de Utilização para as vigas I – 60 e I – 75 com afastamento

H (cm)	Vão (m)	Vigas T (sem afastamento)							fck (MPa)		Tensões															
		Afastamento (m)	Nº vigas	Armadura Pré-esforço			P (kN)	emáx (m)	t = 0	t = 28	t = 0				Comb Frequente				Comb Quase-permanentes				Comb. Rara			
				Nº cordões	Ap (m2)	Sistema					Ø	σs	σi	σs,laje	σi,laje	σs,viga	σi,viga	σs,laje	σi,laje	σs,viga	σi,viga	σs,laje	σi,laje	σs,viga	σi,viga	
60	10	1,5	8	6	0,00090	Não aderente	900	0,253	30	35	1,3	-12,5	-2,5	-0,5	-2,6	-1,3	-1,8	-0,4	-2,4	-2,9	-4,7	-1,0	-3,1	3,4		
		1,75	7	7	0,00105	Aderente	1*7	1050	0,233	35	40	1,1	-14,0	-2,4	-0,4	-3,1	-1,7	-1,7	-0,3	-3,0	-3,0	-4,6	-0,8	-3,5	3,4	
		2	6	9	0,00135	Aderente	1*9	1350	0,218	40	40	1,3	-17,9	-2,5	-0,3	-3,4	-3,8	-1,8	-0,2	-3,3	-5,6	-4,8	-0,6	-3,7	1,9	
		2,25	5	13	0,00195	Aderente	2*7	1950	0,136	45	45	-2,9	-19,8	-2,8	-0,3	-7,4	-3,6	-1,9	-0,2	-7,3	-6,0	-5,5	-0,5	-7,6	3,5	
	11	1,5	8	8	0,00120	Aderente	1*9	1200	0,218	35	40	0,5	-15,0	-2,7	-0,6	-4,0	-2,1	-2,0	-0,4	-3,9	-3,7	-5,2	-1,1	-4,6	3,1	
		1,75	7	9	0,00135	Aderente		1350	0,218	35	40	0,9	-17,3	-2,9	-0,5	-4,2	-2,4	-2,1	-0,4	-4,1	-4,4	-5,5	-1,0	-4,7	3,5	
75	12	1,5	8	7	0,00105	Aderente	1*7	1050	0,311	30	35	0,9	-11,8	-2,5	-0,8	-3,3	-0,8	-1,9	-0,6	-3,1	-2,2	-4,5	-1,5	-4,0	3,5	
		1,75	7	8	0,00120	Não aderente		1200	0,342	30	35	2,3	-15,1	-2,4	-0,7	-2,5	-2,7	-1,7	-0,5	-2,3	-4,2	-4,4	-1,3	-3,1	1,9	
		2	6	9	0,00135	Aderente	1*9	1350	0,296	35	40	1,3	-15,4	-2,4	-0,6	-3,7	-1,9	-1,7	-0,5	-3,5	-3,7	-4,6	-1,2	-4,2	3,4	
		2,25	5	13	0,00195	Aderente	2*7	1950	0,214	40	40	-1,0	-18,5	-2,6	-0,6	-6,1	-3,3	-1,8	-0,4	-5,9	-5,5	-5,0	-1,1	-6,6	3,2	
		2,5	5	13	0,00195	Aderente	2*7	1950	0,241	40	40	-1,0	-18,7	-2,3	-0,5	-6,4	-3,1	-1,7	-0,3	-6,3	-5,0	-4,4	-0,9	-6,8	2,8	
		2,75	5	13	0,00195	Aderente	2*7	1950	0,241	40	40	-1,0	-18,7	-2,2	-0,4	-6,8	-2,6	-1,5	-0,3	-6,7	-4,5	-4,2	-0,7	-7,1	3,4	
		3	4	15	0,00225	Aderente	3*5	2250	0,216	45	45	-0,7	-22,2	-2,5	-0,3	-7,0	-3,7	-1,7	-0,2	-6,1	-6,1	-4,8	-0,6	-7,3	3,6	
	13	1,5	8	8	0,00120	Não aderente		1200	0,342	30	35	1,9	-14,5	-2,6	-0,9	-3,1	-2,2	-1,9	-0,6	-2,9	-3,6	-4,7	-1,6	-3,8	2,5	
		1,75	7	9	0,00135	Aderente	1*9	1350	0,296	35	40	0,9	-14,9	-2,6	-0,8	-4,3	-1,4	-1,9	-0,6	-4,1	-3,0	-4,7	-1,4	-5,0	3,5	
		2	6	13	0,00195	Aderente	2*7	1950	0,214	40	40	-1,4	-18,2	-2,7	-0,7	-6,8	-2,7	-1,9	-0,5	-6,6	-4,7	-5,0	-1,3	-7,4	3,1	
		2,25	5	17	0,00255	Aderente	2*9	2550	0,189	45	45	-2,5	-12,8	-3,0	-0,7	-8,3	-4,9	-2,1	-0,5	-8,1	-7,3	-5,8	-1,3	-8,9	2,7	
	14	1,5	8	10	0,00150	Aderente	2*5	1500	0,272	35	40	0,0	-15,3	-2,8	-1,0	-5,4	-1,5	-2,1	-0,7	-5,1	-3,1	-5,2	-1,7	-6,2	3,5	
		1,75	7	13	0,00195	Aderente	2*7	1950	0,214	40	40	-1,9	-17,7	-2,9	-0,9	-7,5	-2,2	-2,1	-0,6	-7,3	-3,9	-5,2	-1,6	-8,2	3,3	
		2	6	16	0,00240	Aderente	2*9	2400	0,189	45	45	-3,0	-20,9	-3,0	-0,8	-9,1	-3,2	-2,2	-0,6	-8,9	-5,3	-5,6	-1,5	-9,7	3,2	
	15	1,5	8	13	0,00195	Aderente	2*7	1950	0,214	40	40	-2,4	-17,1	-3,1	-1,0	-8,1	-1,7	-2,3	-0,8	-7,8	-3,4	-5,6	-1,9	-8,9	3,6	
		1,75	7	16	0,00240	Aderente	2*9	2400	0,189	45	45	-3,5	-20,3	-3,1	-0,9	-9,7	-2,9	-2,3	-0,7	-9,5	-4,8	-5,6	-1,7	-10,5	2,9	
		2	6	18	0,00270	Aderente	2*9	2700	0,189	45	45	-3,5	-23,4	-3,3	-0,9	-10,4	-3,6	-2,4	-0,6	-10,1	-5,9	-6,1	-1,6	-11,1	3,4	

Quadro 10.11 - Verificação dos Estados Limite de Utilização para as vigas I – 100 com afastamento

H (cm)	Vão (m)	Vigas T (sem afastamento)							fck (MPa)		Tensões													
		Afastamento (m)	Nº vigas	Armadura Pré-esforço			P (kN)	emáx (m)	t = 0	t = 28	t = 0		Comb Freqüente				Comb Quase-permanentes				Comb. Rara			
				Nº cordões	Ap (m2)	Sistema					Ø	σs	σi	σs,laje	σi,laje	σs,viga	σi,viga	σs,laje	σi,laje	σs,viga	σi,viga	σs,laje	σi,laje	σs,viga
100	16	1,5	8	8	0,00120	Não aderente	1200	0,471	30	35	1,0	-11,0	-2,2	-1,1	-3,9	-0,4	-1,6	-0,8	-3,6	-1,6	-4,0	-1,9	-4,8	3,5
		1,75	7	10	0,00150	Não aderente	1500	0,465	30	35	1,9	-14,6	-2,1	-1,0	-3,5	-2,5	-1,6	-0,7	-3,3	-3,8	-3,9	-1,8	-4,3	1,5
		2	6	10	0,00150	Não aderente	1500	0,465	30	35	1,9	-14,6	-2,2	-0,9	-4,0	-1,4	-1,6	-0,7	-3,8	-2,8	-4,0	-1,7	-4,8	3,1
		2,25	5	12	0,00180	Não aderente	1800	0,461	35	40	2,9	-18,1	-2,5	-1,0	-3,8	-2,6	-1,7	-0,7	-3,5	-4,6	-4,8	-1,9	-4,7	3,4
		2,5	5	12	0,00180	Não aderente	1800	0,461	35	40	2,8	-18,0	-2,0	-0,8	-4,2	-2,3	-1,6	-0,6	-4,0	-4,0	-4,1	-1,5	-4,9	2,9
		2,75	5	12	0,00180	Não aderente	1800	0,461	35	40	2,8	-18,0	-2,0	-0,7	-4,6	-2,0	-1,4	-0,5	-4,5	-3,6	-3,7	-1,2	-5,2	3,0
		3	4	18	0,00270	Aderente	2700	0,328	40	40	1,0	-22,0	-2,3	-0,7	-6,8	-3,3	-1,6	-0,5	-6,6	-5,5	-4,5	-1,4	-7,5	3,4
	18	1,5	8	12	0,00180	Não aderente	1800	0,461	30	35	2,0	-17,1	-2,7	-1,3	-4,3	-3,2	-2,1	-1,0	-4,0	-4,6	-4,8	-2,3	-5,3	1,0
		1,75	7	14	0,00210	Aderente	2700	0,373	40	40	0,1	-17,4	-2,8	-1,3	-6,5	-2,1	-2,1	-0,9	-6,2	-3,6	-4,8	-2,2	-7,4	2,7
		2	6	17	0,00255	Aderente	2550	0,328	40	40	-0,7	-20,0	-2,9	-1,2	-7,8	-2,8	-2,2	-0,9	-7,5	-4,6	-5,2	-2,2	-8,8	2,9
		2,25	5	20	0,00300	Aderente	3000	0,306	45	45	-1,1	-23,2	-3,2	-1,3	-8,9	-3,4	-2,3	-0,9	-8,6	-5,8	-5,9	-2,3	-10,0	3,7
		2,5	5	20	0,00300	Aderente	3000	0,306	45	45	-1,1	-23,2	-2,8	-1,0	-9,3	-3,2	-2,1	-0,8	-9,1	-5,2	-5,0	-1,8	-10,2	3,0
		2,75	5	20	0,00300	Aderente	3000	0,306	45	45	-1,1	-23,2	-2,6	-0,9	-9,9	-2,7	-1,9	-0,7	-9,7	-4,6	-4,5	-1,5	-10,5	3,2
	20	1,5	8	16	0,00240	Aderente	2400	0,348	40	40	-1,2	-18,3	-3,1	-1,5	-8,3	-2,1	-2,4	-1,2	-7,9	-3,7	-5,5	-2,6	-9,4	2,8
		1,75	7	17	0,00255	Aderente	2550	0,348	40	40	-0,9	-19,8	-3,2	-1,4	-8,8	-1,8	-2,4	-1,1	-8,5	-3,5	-5,5	-2,5	-9,8	3,5
		2	6	21	0,00315	Aderente	3150	0,306	45	45	-2,0	-23,5	-3,3	-1,4	-10,5	-3,0	-2,5	-1,1	-10,2	-5,0	-5,9	-2,5	-11,6	3,4
	22	1,5	8	20	0,00300	Aderente	3000	0,306	45	45	-3,2	-20,8	-3,5	-1,7	-11,4	-2,0	-2,7	-1,3	-11,0	-3,7	-6,1	-2,9	-12,7	3,5
		1,75	7	24	0,00360	Aderente	3600	0,271	45	45	-4,6	-24,1	-3,6	-1,6	-13,1	-2,9	-2,8	-1,2	-13,1	-4,8	-6,2	-2,8	-14,6	3,1
		2	6	26	0,00390	Aderente	3900	0,271	50	50	-4,2	-26,7	-3,7	-1,6	-14,3	-3,0	-2,8	-1,2	-13,9	-5,2	-6,5	-2,7	-15,5	3,9
	24	1,5	8	25	0,00375	Aderente	3750	0,271	50	50	-5,7	-24,0	-3,9	-1,9	-15,0	-2,4	-3,0	-1,5	-14,6	-4,2	-6,7	-3,2	-16,4	3,5
		1,75	7	27	0,00405	Aderente	4050	0,271	50	50	-5,5	-26,6	-3,9	-1,8	-16,0	-2,4	-3,1	-1,4	-15,6	-4,4	-6,7	-3,0	-17,2	3,9
	25	1,5	8	27	0,00405	Aderente	4050	0,027	50	50	-6,2	-25,9	-4,1	-2,0	-16,3	-2,7	-3,2	-1,5	-15,8	-4,6	-7,1	-3,4	-17,7	3,5

Anexo IV – Verificação dos Estados Limite Últimos

Quadro 10.12 - Verificação dos Estados Limite Últimos para as vigas I sem afastamento

Vigas I (sem afastamento)			Armadura de flexão					Armadura de esforço transverso						
Nº vigas	H (cm)	Vão (m)	Comb. Med(kN.m)	As,cons	As(+)	As(-)	As,alma	Comb. Ved (kN)	As,secção 1	As,secção 2	As,secção 3	As,cons	Armadura de costura As	
16	60	10	4 570,10	4Ø10	7Ø10	6Ø6	2Ø6	4 287,17	2ramos 08//0,225	2ramos 08//0,275	2ramos 08//0,30	2ramos 08//0,30	2ramos 08//0,30	
		11	4 639,78	4Ø10	7Ø10	6Ø6	2Ø6	4 284,29	2ramos 08//0,225	2ramos 08//0,275	2ramos 08//0,30	2ramos 08//0,30	2ramos 08//0,30	
		12	4 731,69	4Ø10	7Ø10	6Ø6	2Ø6	4 372,68	2ramos 08//0,15	2ramos 08//0,20	2ramos 08//0,30	2ramos 08//0,30	2ramos 08//0,30	
		13	4 806,95	4Ø10	7Ø10	6Ø6	2Ø6	4 293,69	2ramos 08//0,20	2ramos 08//0,25	2ramos 08//0,30	2ramos 08//0,30	2ramos 08//0,30	
		14	4 880,22	4Ø10	8Ø10	6Ø6	2Ø6	4 306,53	2ramos 08//0,20	2ramos 08//0,25	2ramos 08//0,30	2ramos 08//0,30	2ramos 08//0,30	
	75	15	3 1040,46	4Ø10	8Ø10	6Ø6	2Ø6	4 341,22	2ramos 08//0,20	2ramos 08//0,25	2ramos 08//0,30	2ramos 08//0,30	2ramos 08//0,30	
		16	3 1125,27	4Ø12	8Ø10	6Ø6	2Ø6	4 352,48	2ramos 08//0,20	2ramos 08//0,25	2ramos 08//0,30	2ramos 08//0,30	2ramos 08//0,30	
		18	3 1287,14	4Ø12	6Ø12	6Ø6	2Ø6	4 367,34	2ramos 08//0,20	2ramos 08//0,25	2ramos 08//0,30	2ramos 08//0,30	2ramos 08//0,30	
	100	20	3 1746,67	4Ø12	7Ø12	6Ø6	4Ø6	4 453,73	2ramos 08//0,20	2ramos 08//0,25	2ramos 08//0,30	2ramos 08//0,30	2ramos 08//0,30	
		22	3 2025,95	4Ø12	7Ø12	6Ø6	4Ø6	4 477,47	2ramos 08//0,20	2ramos 08//0,225	2ramos 08//0,30	2ramos 08//0,30	2ramos 08//0,30	
		24	3 2310,41	4Ø12	7Ø12	6Ø6	4Ø6	4 490,39	2ramos 08//0,20	2ramos 08//0,225	2ramos 08//0,30	2ramos 08//0,30	2ramos 08//0,30	
		25	3 2416,87	4Ø12	8Ø12	6Ø6	4Ø6	4 501,67	2ramos 08//0,175	2ramos 08//0,20	2ramos 08//0,30	2ramos 08//0,30	2ramos 08//0,30	

Quadro 10.13 - Verificação dos Estados Limite Últimos para as vigas T sem afastamento

Nº vigas	H (cm)	Vão (m)	Momento fletor		Armadura de flexão			Esforço transverso		Armadura de esforço transverso				
			Comb. Med(kN.m)	As,cons	As(+)	As,alma	Comb. Ved (kN)	As,secção 1	As,secção 2	As,secção 3	As,cons	Armadura de costura As		
16	60	10	4 825,82	4Ø10	8Ø10	2Ø6	4 404,75	2ramos 08//0,15	2ramos 08//0,20	2ramos 08//0,30	2ramos 08//0,30	2ramos 08//0,30		
		11	4 926,42	4Ø10	8Ø10	2Ø6	4 414,18	2ramos 08//0,15	2ramos 08//0,175	2ramos 08//0,30	2ramos 08//0,30	2ramos 08//0,30		
		12	4 1050,44	4Ø10	8Ø10	2Ø6	4 393,05	2ramos 08//0,15	2ramos 08//0,175	2ramos 08//0,30	2ramos 08//0,30	2ramos 08//0,30		
	75	13	4 1222,12	5Ø10	9Ø10	2Ø6	4 477,36	2ramos 08//0,15	2ramos 08//0,175	2ramos 08//0,30	2ramos 08//0,30	2ramos 08//0,30		
		14	3 1382,99	5Ø10	9Ø10	2Ø6	4 498,78	2ramos 08//0,15	2ramos 08//0,175	2ramos 08//0,30	2ramos 08//0,30	2ramos 08//0,30		
		15	3 1528,47	5Ø10	9Ø10	2Ø6	4 512,28	2ramos 08//0,15	2ramos 08//0,175	2ramos 08//0,30	2ramos 08//0,30	2ramos 08//0,30		
	100	16	3 1750,95	4Ø12	8Ø12	4Ø6	4 556,96	2ramos 08//0,15	2ramos 08//0,20	2ramos 08//0,30	2ramos 08//0,30	2ramos 08//0,30		
		18	3 2142,99	5Ø12	9Ø12	4Ø6	4 594,56	2ramos 08//0,15	2ramos 08//0,175	2ramos 08//0,30	2ramos 08//0,30	2ramos 08//0,30		
		20	3 2498,35	5Ø12	10Ø12	4Ø6	4 625,29	2ramos 08//0,15	2ramos 08//0,175	2ramos 08//0,30	2ramos 08//0,30	2ramos 08//0,30		
		22	3 2842,75	4Ø12	7Ø12	4Ø6	4 648,82	2ramos 08//0,15	2ramos 08//0,175	2ramos 08//0,30	2ramos 08//0,30	2ramos 08//0,30		
		24	3 3252,91	4Ø12	8Ø12	4Ø6	3 680,47	2ramos 08//0,125	2ramos 08//0,15	2ramos 08//0,30	2ramos 08//0,30	2ramos 08//0,30		
		25	3 3453,60	5Ø12	9Ø12	4Ø6	3 697,92	2ramos 08//0,125	2ramos 08//0,15	2ramos 08//0,30	2ramos 08//0,30	2ramos 08//0,30		

Quadro 10.14 - Verificação dos Estados Limite de Últimos para as vigas I – 60 e I – 75 com afastamento

H (cm)	Vigas T (sem afastamento)				Momento fletor Comb. Med(kN.m)	Armadura de flexão				Esforço transversal		Armadura de esforço transversal				
	Vão (m)	Afastamento (m)	Nº vigas			As,cons	As(+)	As(-)	As,alma	Comb.	Ved (kN)	As,secção 1	As,secção 2	As,secção 3	As,cons	Armadura de costura As
60	10	1,5	8	4	954,00	5Ø10	9Ø10	6Ø6	2Ø6	4	435,53	2ramos Ø8//0,15	2ramos Ø8//0,175	2ramos Ø8//0,30	2ramos Ø8//0,30	2ramos Ø8//0,15
		1,75	7	4	1041,32	5Ø10	9Ø10	6Ø6	2Ø6	4	470,66	2ramos Ø8//0,125	2ramos Ø8//0,15	2ramos Ø8//0,30	2ramos Ø8//0,30	2ramos Ø8//0,15
		2	6	4	1169,83	4Ø10	8Ø10	6Ø6	2Ø6	4	515,24	2ramos Ø8//0,125	2ramos Ø8//0,15	2ramos Ø8//0,30	2ramos Ø8//0,30	2ramos Ø8//0,125
		2,25	5	4	1403,41	4Ø10	8Ø10	6Ø6	2Ø6	4	515,24	2ramos Ø8//0,10	2ramos Ø8//0,15	2ramos Ø8//0,30	2ramos Ø8//0,30	2ramos Ø8//0,15
	11	1,5	8	4	1071,92	4Ø10	8Ø10	6Ø6	2Ø6	4	415,98	2ramos Ø8//0,15	2ramos Ø8//0,175	2ramos Ø8//0,30	2ramos Ø8//0,30	2ramos Ø8//0,175
		1,75	7	4	1241,94	4Ø10	8Ø10	6Ø6	2Ø6	4	494,49	2ramos Ø8//0,125	2ramos Ø8//0,15	2ramos Ø8//0,30	2ramos Ø8//0,30	2ramos Ø8//0,15
75	12	1,5	8	3	1294,80	4Ø12	7Ø12	6Ø6	2Ø6	4	489,72	2ramos Ø8//0,15	2ramos Ø8//0,175	2ramos Ø8//0,30	2ramos Ø8//0,30	2ramos Ø8//0,175
		1,75	7	3	1403,74	4Ø10	8Ø10	6Ø6	2Ø6	4	540,88	2ramos Ø8//0,125	2ramos Ø8//0,15	2ramos Ø8//0,30	2ramos Ø8//0,30	2ramos Ø8//0,15
		2	6	3	1580,18	5Ø10	9Ø10	6Ø6	2Ø6	4	568,11	2ramos Ø8//0,125	2ramos Ø8//0,15	2ramos Ø8//0,30	2ramos Ø8//0,30	2ramos Ø8//0,15
		2,25	5	4	1842,68	5Ø10	9Ø10	6Ø6	2Ø6	4	612,20	2ramos Ø8//0,125	2ramos Ø8//0,15	2ramos Ø8//0,30	2ramos Ø8//0,30	2ramos Ø8//0,125
		2,5	5	3	1782,26	5Ø10	9Ø10	6Ø6	2Ø6	4	611,31	2ramos Ø8//0,125	2ramos Ø8//0,15	2ramos Ø8//0,30	2ramos Ø8//0,30	2ramos Ø8//0,125
		2,75	5	3	1826,98	5Ø10	9Ø10	6Ø6	2Ø6	3	634,77	2ramos Ø8//0,10	2ramos Ø8//0,125	2ramos Ø8//0,30	2ramos Ø8//0,30	2ramos Ø8//0,125
		3	4	3	2151,81	4Ø12	7Ø12	6Ø6	4Ø6	4	672,59	2ramos Ø8//0,10	2ramos Ø8//0,125	2ramos Ø8//0,30	2ramos Ø8//0,30	2ramos Ø8//0,125
	13	1,5	8	3	1413,08	5Ø10	9Ø10	6Ø6	2Ø6	4	494,22	2ramos Ø8//0,15	2ramos Ø8//0,175	2ramos Ø8//0,30	2ramos Ø8//0,30	2ramos Ø8//0,175
		1,75	7	3	1543,83	5Ø10	9Ø10	6Ø6	2Ø6	4	554,04	2ramos Ø8//0,125	2ramos Ø8//0,15	2ramos Ø8//0,30	2ramos Ø8//0,30	2ramos Ø8//0,15
		2	6	3	1775,28	5Ø10	9Ø10	6Ø6	2Ø6	4	596,52	2ramos Ø8//0,125	2ramos Ø8//0,15	2ramos Ø8//0,30	2ramos Ø8//0,30	2ramos Ø8//0,125
		2,25	5	3	2128,77	4Ø12	7Ø12	6Ø6	4Ø6	4	650,77	2ramos Ø8//0,10	2ramos Ø8//0,125	2ramos Ø8//0,30	2ramos Ø8//0,30	2ramos Ø8//0,125
	14	1,5	8	3	1565,76	5Ø10	9Ø10	6Ø6	2Ø6	4	525,24	2ramos Ø8//0,15	2ramos Ø8//0,175	2ramos Ø8//0,30	2ramos Ø8//0,30	2ramos Ø8//0,15
		1,75	7	3	1739,28	5Ø10	9Ø10	6Ø6	2Ø6	4	554,60	2ramos Ø8//0,125	2ramos Ø8//0,15	2ramos Ø8//0,30	2ramos Ø8//0,30	2ramos Ø8//0,15
		2	6	3	1985,84	5Ø10	9Ø10	6Ø6	2Ø6	4	592,58	2ramos Ø8//0,125	2ramos Ø8//0,15	2ramos Ø8//0,30	2ramos Ø8//0,30	2ramos Ø8//0,15
	15	1,5	8	3	1718,99	5Ø10	9Ø10	6Ø6	2Ø6	4	526,28	2ramos Ø8//0,15	2ramos Ø8//0,175	2ramos Ø8//0,30	2ramos Ø8//0,30	2ramos Ø8//0,15
		1,75	7	3	1901,71	5Ø10	9Ø10	6Ø6	2Ø6	4	573,28	2ramos Ø8//0,125	2ramos Ø8//0,15	2ramos Ø8//0,30	2ramos Ø8//0,30	2ramos Ø8//0,15
		2	6	3	2198,20	4Ø12	7Ø12	6Ø6	4Ø6	3	573,28	2ramos Ø8//0,125	2ramos Ø8//0,15	2ramos Ø8//0,30	2ramos Ø8//0,30	2ramos Ø8//0,125

Quadro 10.15 – Verificação dos Estados Limite de Últimos para as vigas I – 100 com afastamento

H (cm)	Vigas T (sem afastamento)			Momento fletor		Armadura de flexão				Esforço transversal		Armadura de esforço transversal					
	Vão (m)	Afastamento (m)	Nº vigas	Comb.	Med(kN.m)	As,cons	As(+)	As(-)	As,alma	Comb.	Ved (kN)	As,secção 1	As,secção 2	As,secção 3	As,cons	Armadura de costura As	
100	16	1,5	8	3		1959,75	4Ø12	8Ø12	6Ø6	4Ø6	3	544,20	2ramos 08//0,15	2ramos 08//0,225	2ramos 08//0,30	2ramos 08//0,30	2ramos 08//0,30
		1,75	7	3		2108,32	4Ø12	8Ø12	6Ø6	4Ø6	3	605,31	2ramos 08//0,15	2ramos 08//0,20	2ramos 08//0,30	2ramos 08//0,30	2ramos 08//0,30
		2	6	3		2338,44	4Ø12	8Ø12	6Ø6	4Ø6	3	625,36	2ramos 08//0,15	2ramos 08//0,20	2ramos 08//0,30	2ramos 08//0,30	2ramos 08//0,20
		2,25	5	3		2846,47	4Ø12	8Ø12	6Ø6	4Ø6	4	706,40	2ramos 08//0,125	2ramos 08//0,175	2ramos 08//0,30	2ramos 08//0,30	2ramos 08//0,175
		2,5	5	3		2731,14	4Ø12	8Ø12	6Ø6	4Ø6	3	673,92	2ramos 08//0,125	2ramos 08//0,175	2ramos 08//0,30	2ramos 08//0,30	2ramos 08//0,175
		2,75	5	3		2712,84	4Ø12	8Ø12	6Ø6	4Ø6	3	744,35	2ramos 08//0,125	2ramos 08//0,15	2ramos 08//0,30	2ramos 08//0,30	2ramos 08//0,15
		3	4	3		3314,31	4Ø12	8Ø12	6Ø6	4Ø6	3	774,15	2ramos 08//0,125	2ramos 08//0,15	2ramos 08//0,30	2ramos 08//0,30	2ramos 08//0,125
	18	1,5	8	3		2369,68	4Ø12	8Ø12	6Ø6	4Ø6	3	600,50	2ramos 08//0,15	2ramos 08//0,175	2ramos 08//0,30	2ramos 08//0,30	2ramos 08//0,30
		1,75	7	3		2636,93	4Ø12	8Ø12	6Ø6	4Ø6	3	662,96	2ramos 08//0,15	2ramos 08//0,175	2ramos 08//0,30	2ramos 08//0,30	2ramos 08//0,175
		2	6	3		2999,20	4Ø12	8Ø12	6Ø6	4Ø6	3	704,84	2ramos 08//0,125	2ramos 08//0,15	2ramos 08//0,30	2ramos 08//0,30	2ramos 08//0,15
		2,25	5	3		3544,35	5Ø12	9Ø12	6Ø6	4Ø6	4	756,60	2ramos 08//0,125	2ramos 08//0,15	2ramos 08//0,30	2ramos 08//0,30	2ramos 08//0,15
		2,5	5	3		3396,91	5Ø12	9Ø12	6Ø6	4Ø6	3	733,66	2ramos 08//0,125	2ramos 08//0,15	2ramos 08//0,30	2ramos 08//0,30	2ramos 08//0,15
		2,75	5	3		3383,00	5Ø12	9Ø12	6Ø6	4Ø6	3	788,07	2ramos 08//0,125	2ramos 08//0,15	2ramos 08//0,30	2ramos 08//0,30	2ramos 08//0,125
	20	1,5	8	3		2794,43	4Ø12	8Ø12	6Ø6	4Ø6	3	636,15	2ramos 08//0,15	2ramos 08//0,175	2ramos 08//0,30	2ramos 08//0,30	2ramos 08//0,175
		1,75	7	3		3078,45	4Ø12	8Ø12	6Ø6	4Ø6	3	713,34	2ramos 08//0,125	2ramos 08//0,15	2ramos 08//0,30	2ramos 08//0,30	2ramos 08//0,15
		2	6	3		3507,40	5Ø12	9Ø12	6Ø6	4Ø6	3	739,13	2ramos 08//0,125	2ramos 08//0,15	2ramos 08//0,30	2ramos 08//0,30	2ramos 08//0,15
	22	1,5	8	3		3220,53	4Ø12	8Ø12	6Ø6	4Ø6	3	666,90	2ramos 08//0,125	2ramos 08//0,15	2ramos 08//0,30	2ramos 08//0,30	2ramos 08//0,30
		1,75	7	3		3550,39	5Ø12	9Ø12	6Ø6	4Ø6	3	741,44	2ramos 08//0,125	2ramos 08//0,15	2ramos 08//0,30	2ramos 08//0,30	2ramos 08//0,15
		2	6	3		3988,44	5Ø12	9Ø12	6Ø6	4Ø6	3	772,47	2ramos 08//0,125	2ramos 08//0,15	2ramos 08//0,30	2ramos 08//0,30	2ramos 08//0,125
	24	1,5	8	3		3645,25	5Ø12	9Ø12	6Ø6	4Ø6	3	696,23	2ramos 08//0,125	2ramos 08//0,15	2ramos 08//0,30	2ramos 08//0,30	2ramos 08//0,15
		1,75	7	3		4001,91	5Ø12	9Ø12	6Ø6	4Ø6	3	764,12	2ramos 08//0,125	2ramos 08//0,15	2ramos 08//0,30	2ramos 08//0,30	2ramos 08//0,125
	25	1,5	8	3		3882,18	5Ø12	9Ø12	6Ø6	4Ø6	3	712,70	2ramos 08//0,125	2ramos 08//0,15	2ramos 08//0,30	2ramos 08//0,30	2ramos 08//0,15

Anexo V – Armadura nas zonas de ancoragens

Quadro 10.16 – Armadura nas zonas de ancoragens das vigas I sem afastamento

Nº vigas	H (cm)	Vão (m)	Armadura nas ancoragens	
			As	
			Vertical	Horizontal
16	60	10	2 camadas 2Ø8	3 camadas 2Ø8
		11	2 camadas 2Ø8	3 camadas 2Ø8
		12	2 camadas 2Ø8	3 camadas 2Ø8
		13	3 camadas 2Ø8	2 camadas 2Ø8
		14	5 camadas 6Ø8	4 camadas 6Ø8
	75	15	6 camadas 6Ø8	4 camadas 6Ø8
		16	4 camadas 2Ø8	2 camadas 2Ø8
		18	7 camadas 6Ø8	5 camadas 6Ø8
	100	20	7 camadas 6Ø8	5 camadas 6Ø8
		22	4 camadas 2Ø8	2 camadas 2Ø8
		24	4 camadas 2Ø8	2 camadas 2Ø8
		25	5 camadas 4Ø10	6 camadas 3Ø10

Quadro 10.17 – Armadura nas zonas de ancoragens das vigas T

Nº vigas	H (cm)	Vão (m)	Armadura nas ancoragens	
			As	
			Vertical	Horizontal
16	60	10	3 camadas 2Ø8	2 camadas 2Ø8
		11	5 camadas 6Ø8	4 camadas 6Ø8
		12	5 camadas 6Ø8	4 camadas 6Ø8
	75	13	5 camadas 6Ø8	4 camadas 6Ø8
		14	3 camadas 2Ø8	2 camadas 2Ø8
		15	4 camadas 4Ø8	5 camadas 4Ø8
	100	16	6 camadas 6Ø8	4 camadas 6Ø8
		18	7 camadas 6Ø8	5 camadas 6Ø8
		20	4 camadas 2Ø8	2 camadas 2Ø8
		22	5 camadas 6Ø8	6 camadas 4Ø8
		24	6 camadas 6Ø8	7 camadas 4Ø8
	25	3 camadas 4Ø10	5 camadas 3Ø10	

Quadro 10.18 – Armadura nas zonas de ancoragens das vigas I com afastamento

H (cm)	Vão (m)	Afastamento (m)	Armadura nas ancoragens		
			As		
			Vertical	Horizontal	
60	10	1,5	3 camadas 208	2 camadas 208	
		1,75	5 camadas 608	4 camadas 608	
		2	6 camadas 608	5 camadas 608	
		2,25	5 camadas 608	6 camadas 308	
	11	1,5	5 camadas 608	4 camadas 608	
		1,75	6 camadas 608	5 camadas 608	
75	12	2	5 camadas 608	4 camadas 608	
		2,25	4 camadas 208	2 camadas 208	
		2,5	7 camadas 608	5 camadas 608	
		2,75	6 camadas 608	6 camadas 408	
		3	6 camadas 608	6 camadas 408	
		3	6 camadas 608	6 camadas 408	
		3	6 camadas 408	6 camadas 308	
	13	1,5	4 camadas 208	2 camadas 208	
		1,75	7 camadas 608	5 camadas 608	
		2	6 camadas 608	6 camadas 408	
		2,25	7 camadas 4010	6 camadas 3010	
	14	1,5	6 camadas 408	6 camadas 308	
		1,75	6 camadas 608	6 camadas 408	
		2	7 camadas 4010	6 camadas 3010	
	15	1,5	6 camadas 608	6 camadas 408	
		1,75	7 camadas 4010	6 camadas 3010	
		2	7 camadas 4010	6 camadas 3010	
	100	16	1,5	4 camadas 208	2 camadas 208
			1,75	4 camadas 208	2 camadas 208
			2	4 camadas 208	2 camadas 208
2,25			5 camadas 208	2 camadas 208	
2,5			5 camadas 208	2 camadas 208	
2,75			5 camadas 208	2 camadas 208	
18		3	6 camadas 608	7 camadas 408	
		1,5	5 camadas 208	2 camadas 208	
		1,75	6 camadas 408	4 camadas 408	
		2	6 camadas 608	7 camadas 408	
		2,25	5 camadas 608	6 camadas 408	
		2,5	5 camadas 608	6 camadas 408	
20		2,75	5 camadas 608	6 camadas 408	
		1,5	6 camadas 608	7 camadas 408	
		1,75	6 camadas 608	7 camadas 408	
22		2	5 camadas 608	6 camadas 408	
		1,5	5 camadas 608	6 camadas 408	
		1,75	5 camadas 6010	6 camadas 3010	
24		2	5 camadas 6010	6 camadas 3010	
		1,5	5 camadas 6010	6 camadas 3010	
		1,75	5 camadas 6010	6 camadas 3010	
25		1,5	5 camadas 6010	6 camadas 3010	

Anexo VI – Análise de custos

Quadro 10.19 – Custo para as soluções I sem afastamento

Custo (€)	Vão (m)	H (cm)
33.101,90 €	10	60
37.210,36 €	11	
39.538,13 €	12	
44.234,56 €	13	
45.340,44 €	14	
46.569,36 €	15	75
59.615,02 €	16	
57.968,04 €	18	
65.756,69 €	20	100
88.991,51 €	22	
105.536,80 €	24	
103.253,53 €	25	

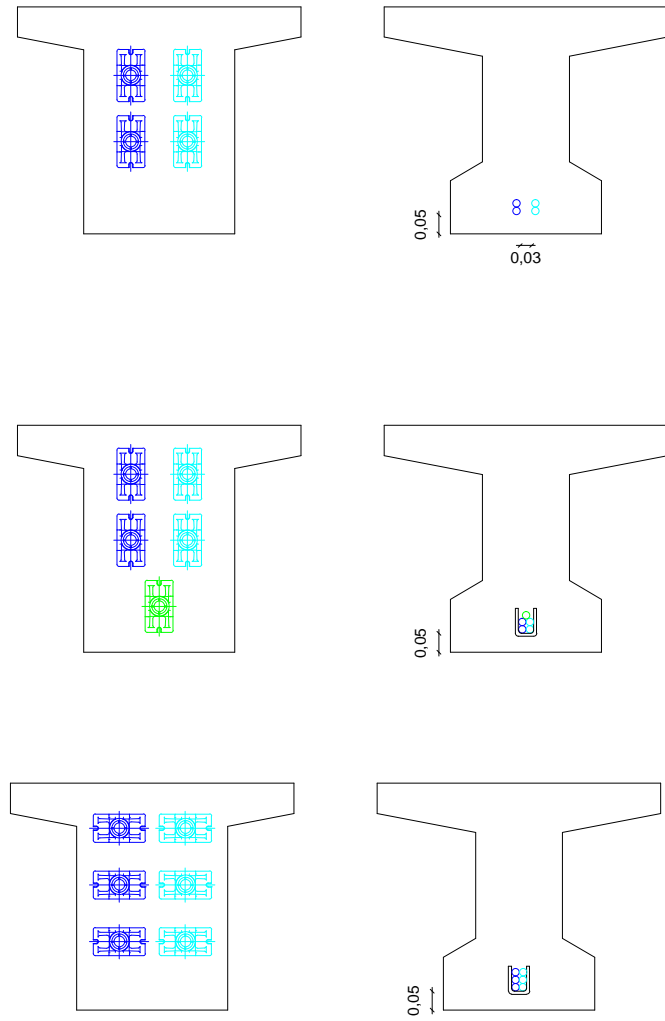
Quadro 10.20 – Custo para as soluções T

Custo (€)	Vão (m)	H (cm)
24.746,66 €	10	60
26.294,55 €	11	
28.972,13 €	12	
30.043,17 €	13	75
37.535,22 €	14	
37.568,04 €	15	
36.858,71 €	16	100
43.525,00 €	18	
57.834,45 €	20	
60.340,26 €	22	
73.283,04 €	24	
80.991,14 €	25	

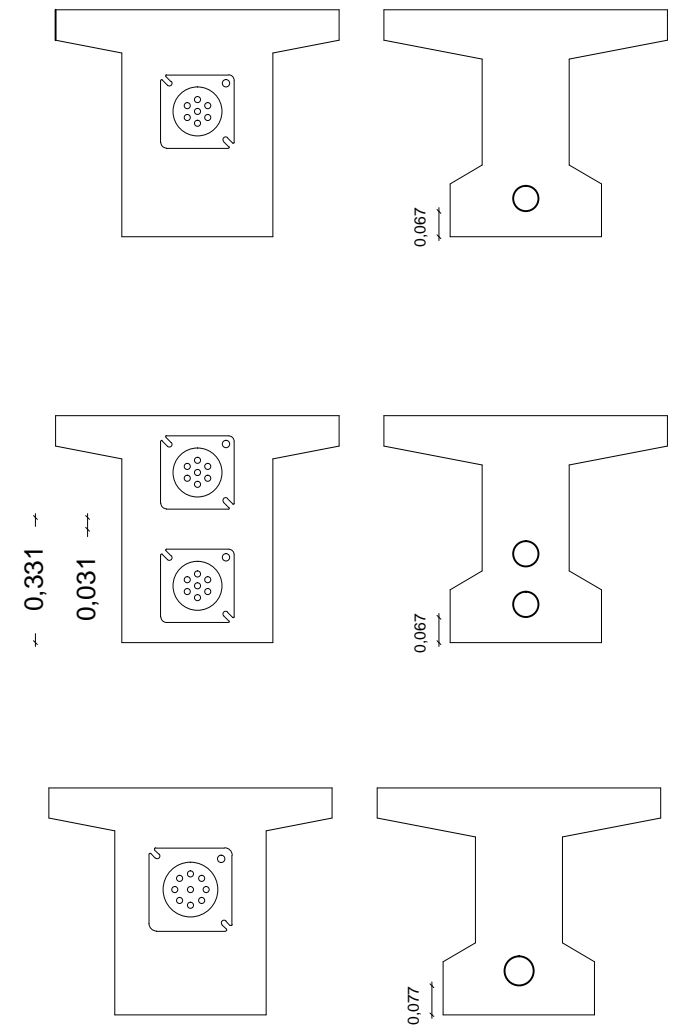
Quadro 10.21 - Custo para as soluções I com afastamento

Custo (€)	Afastamento (m)	Nº vigas	Vão (m)	H (cm)
23.261,94 €	1,5	8	10	60
20.433,04 €	1,75	7		
19.412,40 €	2	6		
19.412,40 €	2,25	5		
24.503,45 €	1,5	8	11	60
23.213,50 €	1,75	7		
23.795,17 €	2	6		
25.204,40 €	1,5	8	12	75
27.250,84 €	1,75	7		
22.699,79 €	2	6		
23.862,86 €	2,25	5		
24.121,93 €	2,5	5		
23.459,44 €	2,75	5		
21.994,34 €	3	4		
31.810,02 €	1,5	8		
26.480,50 €	1,75	7		
27.914,07 €	2	6		
28.638,05 €	2,25	5		
32.916,39 €	1,5	8	14	
31.102,99 €	1,75	7		
31.933,96 €	2	6		
38.256,34 €	1,5	8	15	
36.359,65 €	1,75	7		
34.538,41 €	2	6		
39.221,45 €	1,5	8	16	
37.529,19 €	1,75	7		
34.193,18 €	2	6		
36.796,52 €	2,25	5		
37.781,26 €	2,5	5		
33.292,34 €	2,75	5		
30.004,64 €	3	4		
49.771,65 €	1,5	8		18
41.022,70 €	1,75	7		
40.405,53 €	2	6		
40.254,00 €	2,25	5		
40.508,61 €	2,5	5		
39.224,09 €	2,75	5		
52.542,84 €	1,5	8	20	
48.779,40 €	1,75	7		
48.733,74 €	2	6		
63.044,34 €	1,5	8	22	
62.648,91 €	1,75	7		
71.737,33 €	2	6		
97.355,73 €	1,5	8	24	
90.162,56 €	1,75	7		
106.087,00 €	1,5	8	25	

Sistema Não Aderente

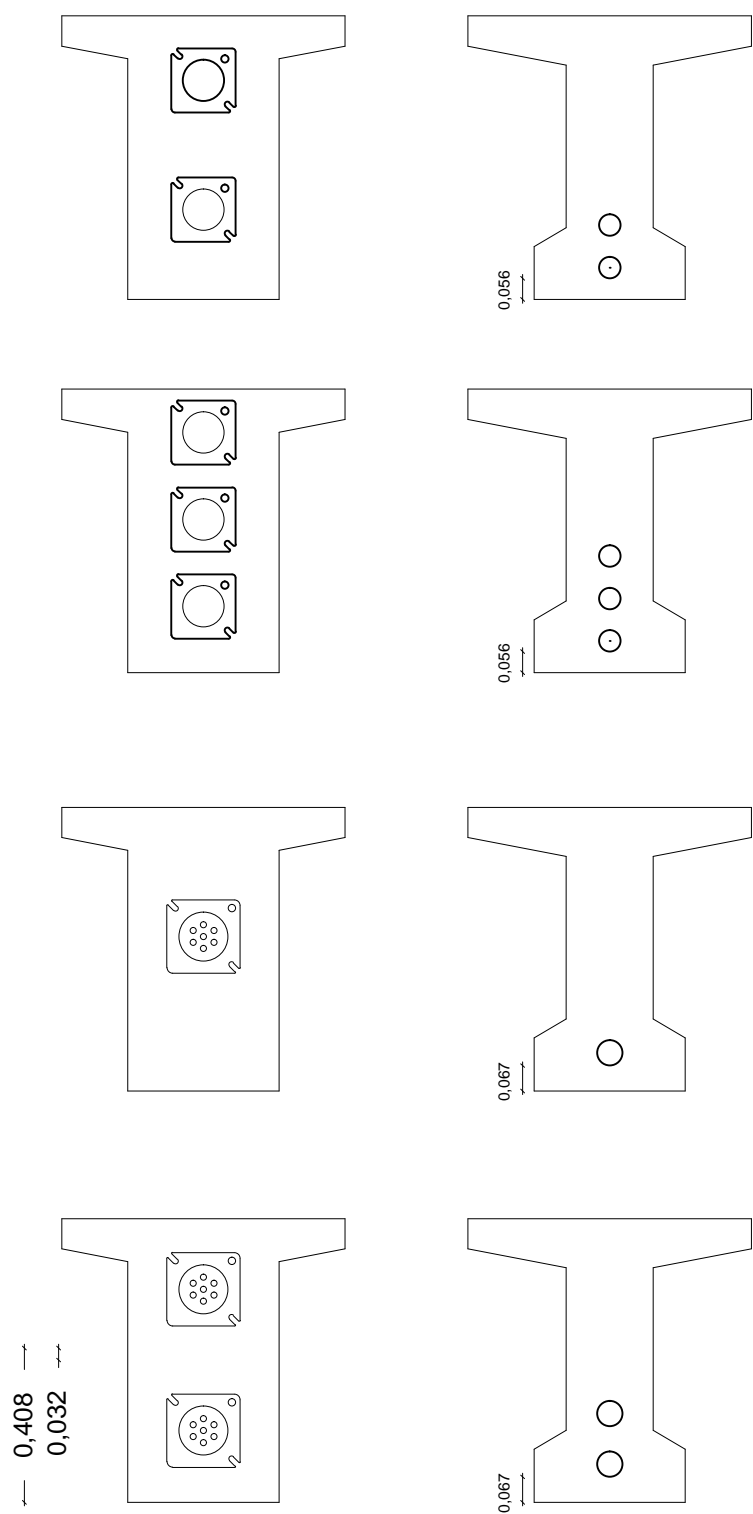


Sistema Aderente

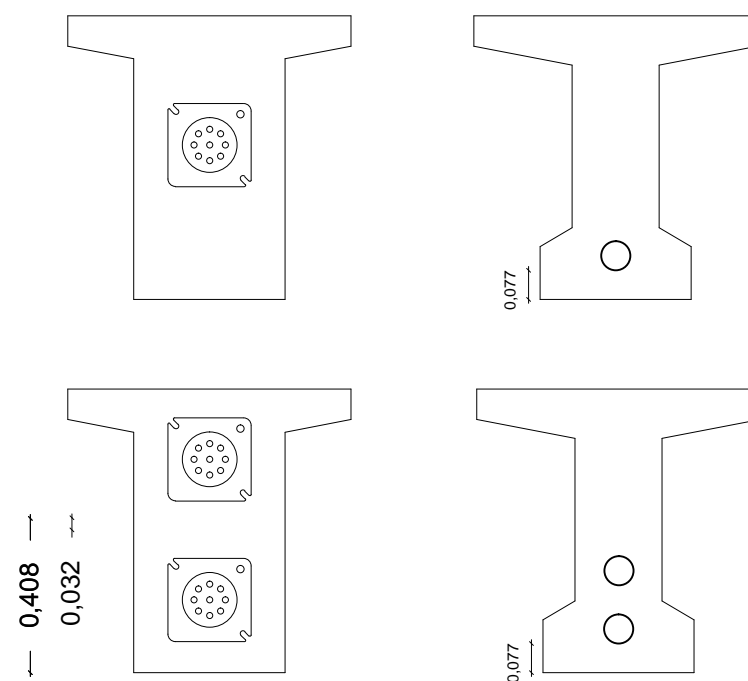


Instituto Superior de Engenharia do Porto
Designação: Disposição das ancoragens e dos cordões a meio vão na viga I - 60
Descrição: Indicam-se os valores dos recobrimentos, bem como a alteração das excentricidades
Autor: Bárbara Teixeira Barbosa.
Data: 25-10-2014
Escala: 1/20 Unidades: metros

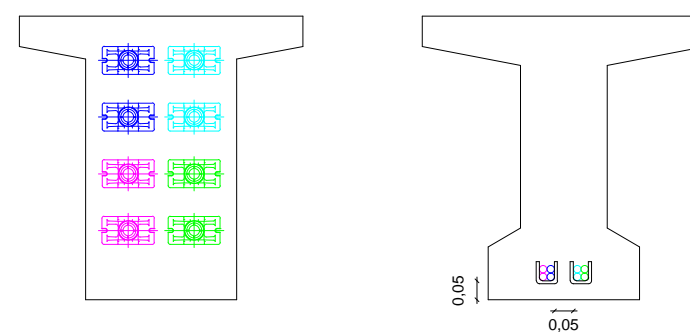
Sistema Aderente



Sistema Aderente



Sistema Não Aderente

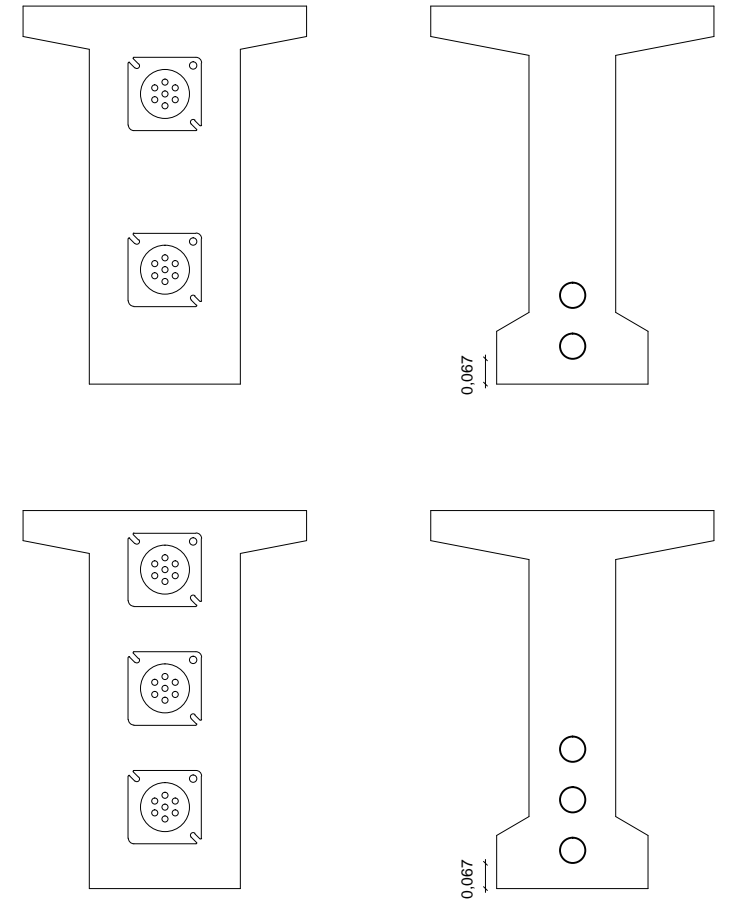
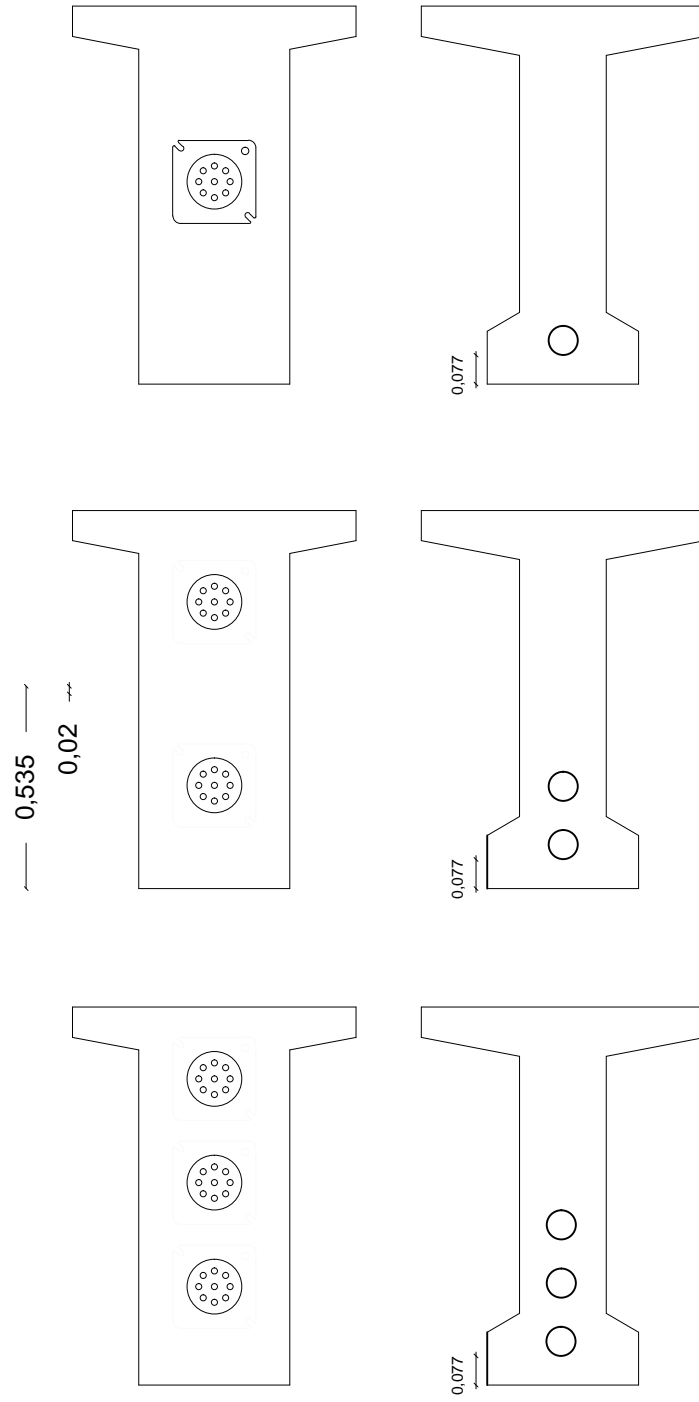
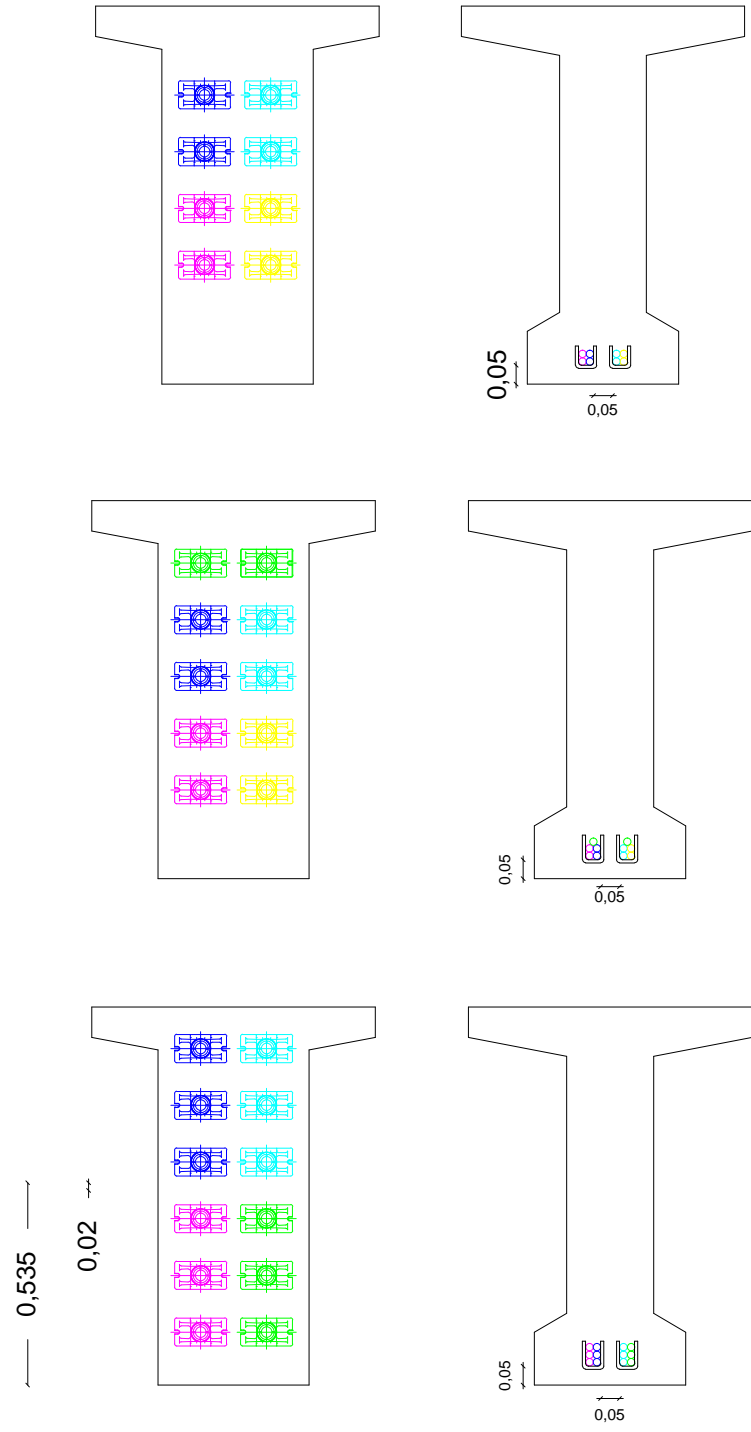


<p>Instituto Superior de Engenharia do Porto</p>
<p>Designação: Disposição das ancoragens e dos cordões a meio vão na viga I - 75 Descrição: Indicam-se os valores dos recobrimentos, bem como a alteração das excentricidades</p>
<p>Autor: Bárbara Teixeira Barbosa.</p>
<p>Data: 25-10-2014</p>
<p>Escala: 1/20 Unidades: metros</p>

Sistema Não Aderente

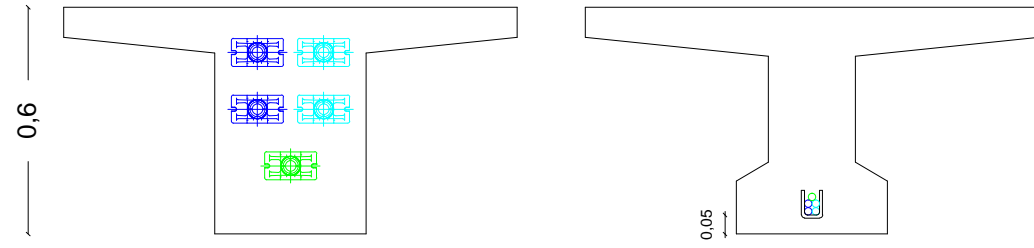
PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT

Sistema Aderente

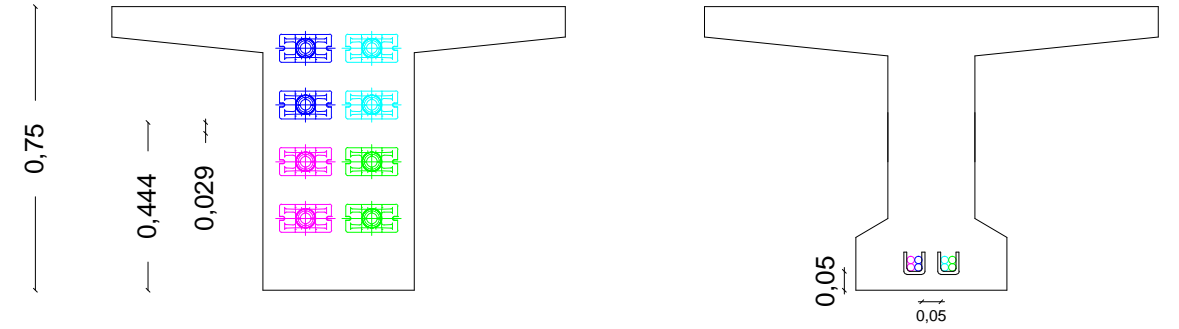


Instituto Superior de Engenharia do Porto	
Designação: Disposição das ancoragens e dos cordões a meio vão na viga I - 100	
Descrição: Indicam-se os valores dos recobrimentos, bem como a alteração das excentricidades	
Autor: Bárbara Teixeira Barbosa.	
Data: 25-10-2014	
Escala: 1/20	Unidades: metros

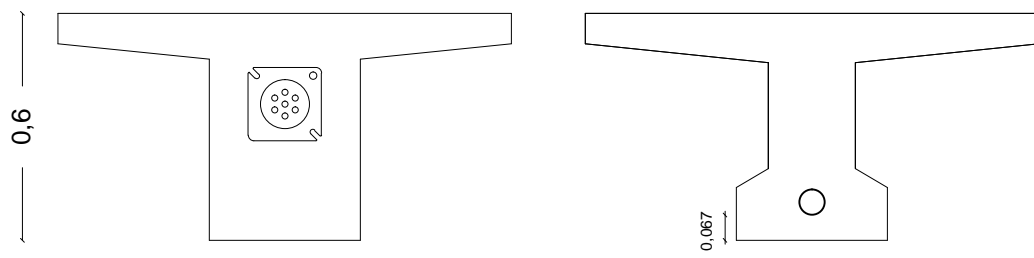
Sistema Não Aderente



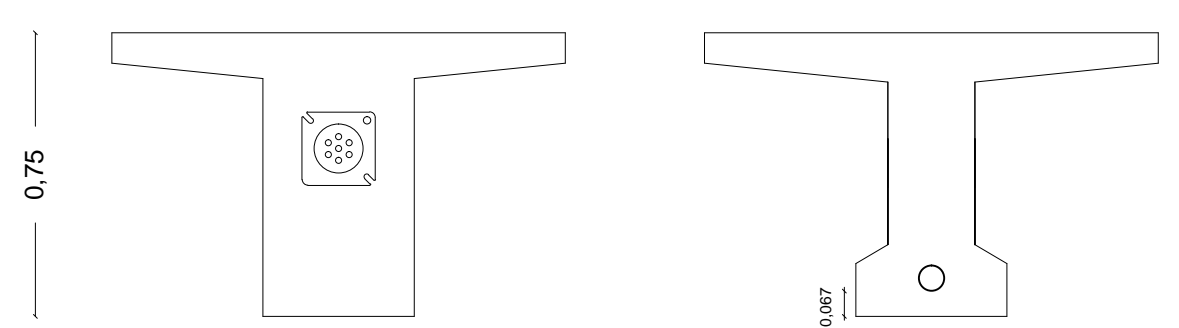
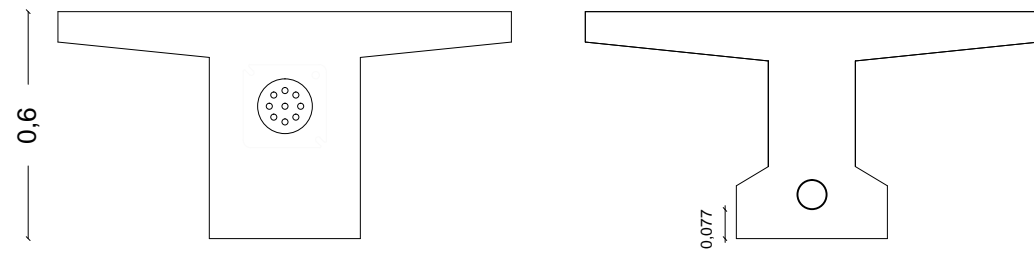
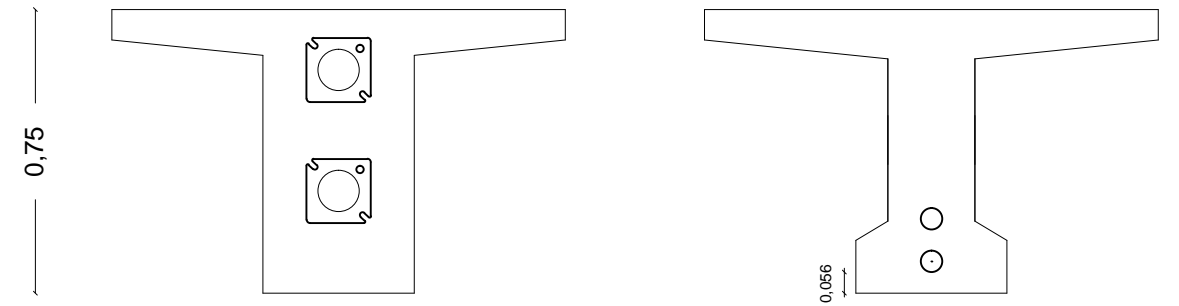
Sistema Não Aderente



Sistema Aderente



Sistema Aderente



Instituto Superior de Engenharia do Porto

Designação: Disposição das ancoragens e dos cordões a meio vão na viga T - 60 e T - 75

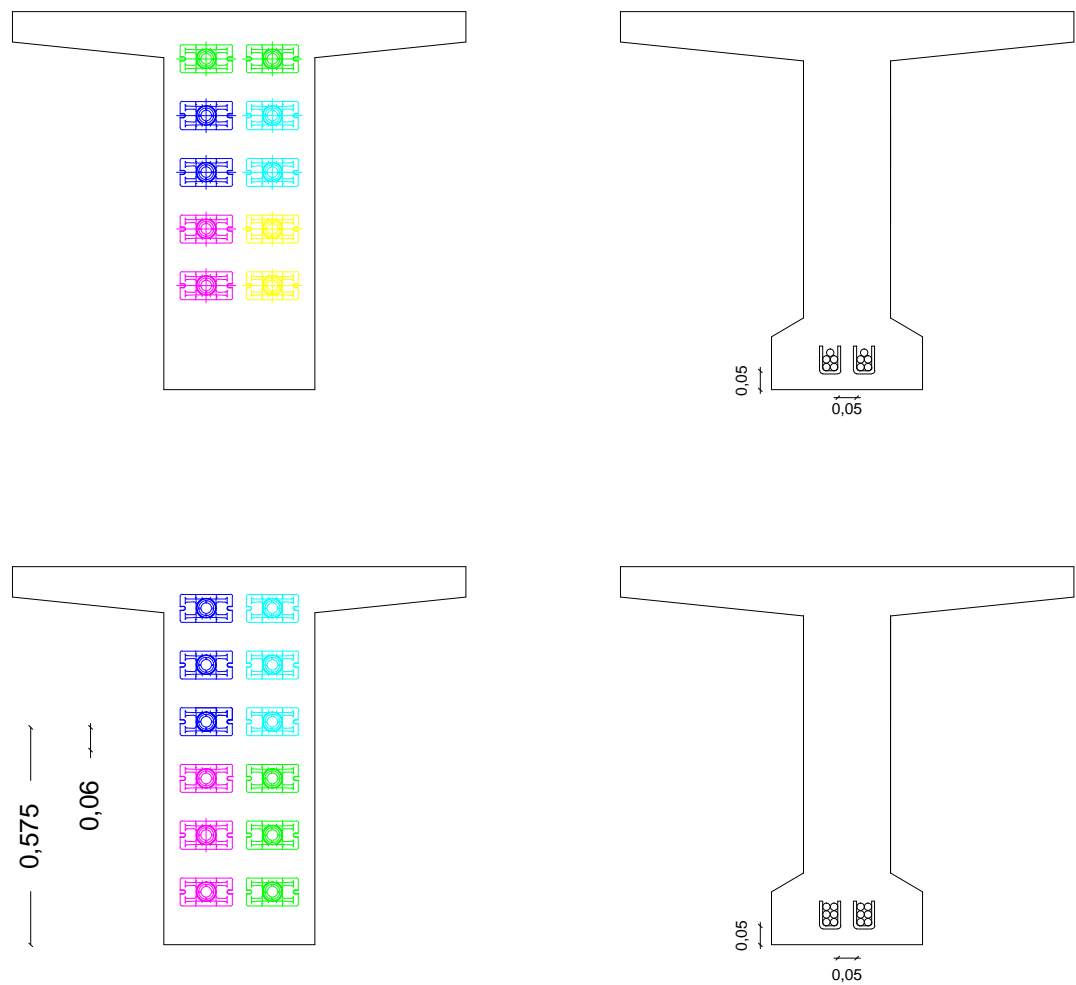
Descrição: Indicam-se os valores dos recobrimentos, bem como a alteração das excentricidades

Autor: Bárbara Teixeira Barbosa.

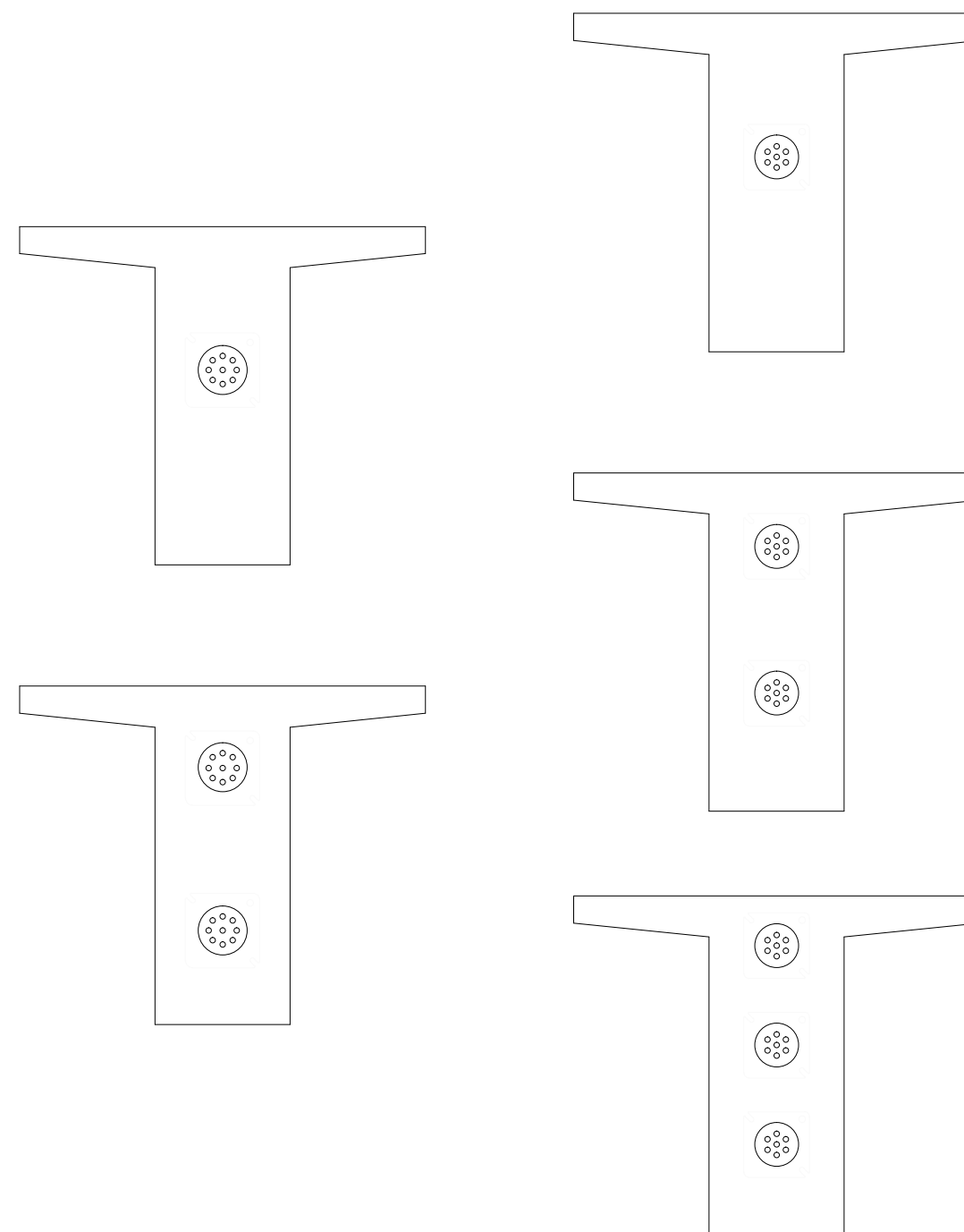
Data: 25-10-2014

Escala: 1/20 Unidades: metros

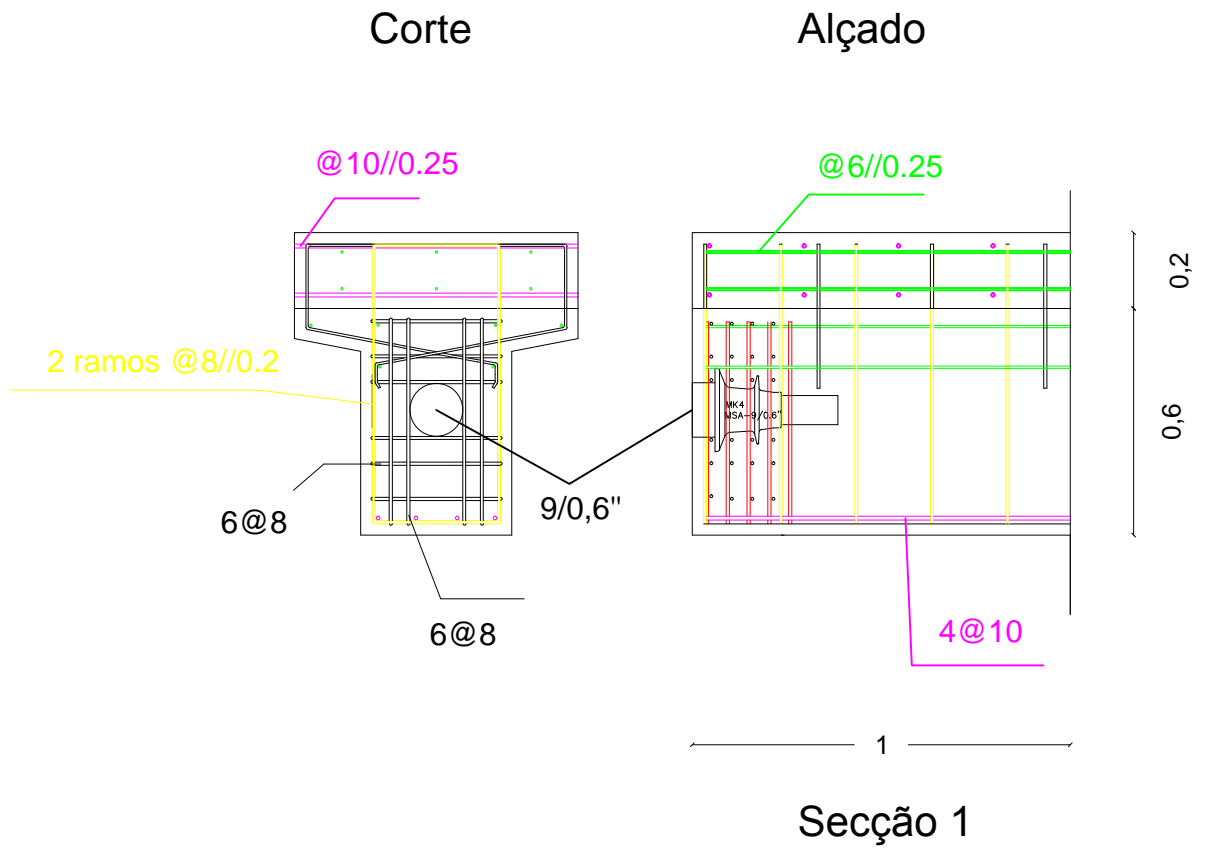
Sistema Não Aderente



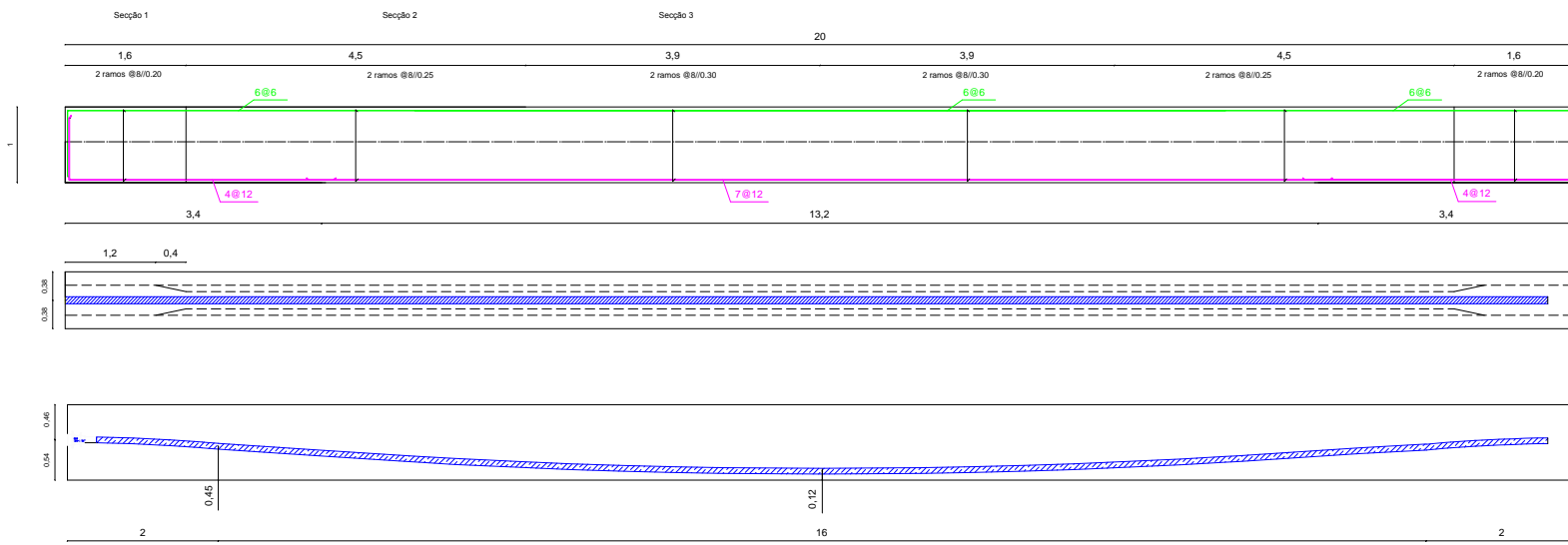
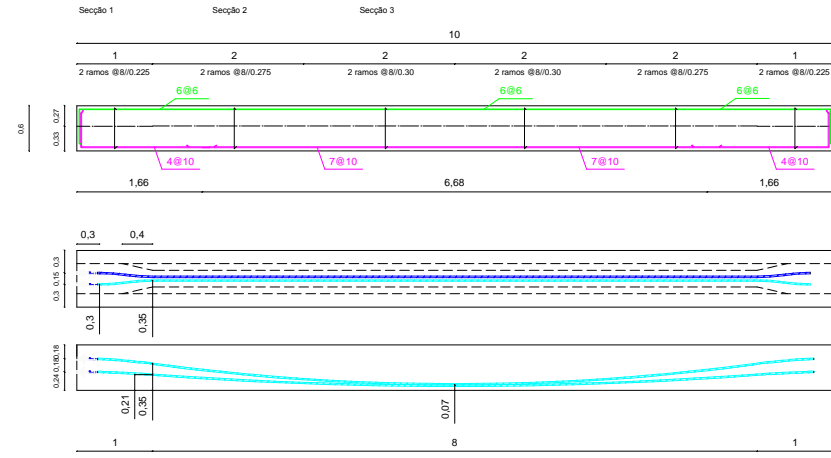
Sistema Aderente



Instituto Superior de Engenharia do Porto
Designação: Disposição das ancoragens e dos cordões a meio vão na viga T - 100
Descrição: Indicam-se os valores dos recobrimentos, bem como a alteração das excentricidades
Autor: Bárbara Teixeira Barbosa.
Data: 25-10-2014
Escala: 1/20 Unidades: metros



Instituto Superior de Engenharia do Porto	
Designação: Disposição das armaduras de ancoragem, nas secção 1	
Descrição: Indica-se a solução da viga I - 60 sem afastamento para um vão de 14 m.	
Autor: Bárbara Teixeira Barbosa.	
Data: 25-10-2014	
Escala: 1/20	Unidades: metros



Instituto Superior de Engenharia do Porto
Designação: Disposição das armaduras ordinárias e de pré-esforço
Descrição: Indicam-se as vigas I - 60 e Viga I - 100 sem afastamento
Autor: Bárbara Teixeira Barbosa.
Data: 25-10-2014
Escala: 1/100 Unidades: metros

