



M 2015

U. PORTO
FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA
UNIVERSIDADE DO PORTO

PRIMEIRA ABORDAGEM ÀS ESPECIFICIDADES DO DIMENSIONAMENTO DE TABULEIROS CONSTRUÍDOS PELO MÉTODO DOS SEGMENTOS VAZIOS

JOÃO ANTÓNIO OLIVEIRA ROCHA DE MACEDO
DISSERTAÇÃO DE MESTRADO APRESENTADA
À FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO EM
ENGENHARIA CIVIL

PRIMEIRA ABORDAGEM ÀS ESPECIFICIDADES DO DIMENSIONAMENTO DE TABULEIROS CONSTRUÍDOS PELO MÉTODO DOS SEGMENTOS VAZIOS

JOÃO ANTÓNIO OLIVEIRA ROCHA DE MACEDO

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL – ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS

Orientador: Professor Doutor Pedro Álvares Ribeiro do Carmo Pacheco

Coorientador: Engenheiro Alípio Ernesto Vidal Ferreira

Coorientador: Engenheiro Bernardo Miguel dos Santos Pereira Lima

JUNHO DE 2015

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2014/2015

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a Mestrado Integrado em Engenharia Civil – 2014/2015 – Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2015.

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

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

Aos Meus Avós
Por se tornarem ídolos
Aos Meus Pais
Pela sapiência contagiante

If in doubt, FLAT OUT!
Colin McRae

AGRADECIMENTOS

Esta dissertação foi fruto de um intenso trabalho de equipa que, combinado com as condições e ambiente proporcionados por todos aqueles a quem posso chamar amigos, me permitiu chegar a esta fase com o sentimento de dever cumprido e, sobretudo, com a certeza de que o desafio constante levou ao meu desenvolvimento a nível pessoal e, acima de tudo, a nível dos conhecimentos de engenharia. O entusiasmo com que encarei todos os desafios, que foram surgindo ao longo do trabalho, sempre foi partilhado com todas as pessoas que a seguir destaque e que, por essa razão, merecem uma distinção especial.

O meu primeiro agradecimento é dirigido ao Professor Doutor Pedro Pacheco que aliou a todo o seu conhecimento e astúcia a confiança nos jovens estudantes da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, permitindo-lhes o estudo de uma das “invenções” da sua equipa da BERD, acreditando que estes seriam capazes de inovar e resolver problemas nunca antes estudados. De certa forma, tentei devolver essa confiança em trabalho e espero que os resultados que aqui se apresento sejam o primeiro passo para tornar o método construtivo dos segmentos vazios num dos mais rápidos do mundo.

Agradeço também a toda a equipa da STRENG e desejo-lhe a melhor sorte para o futuro, levando comigo a esperança de que consiga materializar todo o conhecimento e profundidade de análise numa imagem que mostre a qualidade que me permitirá afirmar que esta tese resultou de uma interação com um dos melhores gabinetes mundiais de estruturas. Ao Engenheiro Alípio, estou grato em particular por toda a confiança que depositou em mim e por sempre me passar a ideia de que o rigor e a profundidade de análise devem pautar qualquer trabalho pois, utilizando uma das suas expressões, “tudo o que for feito, deve ser bem feito”.

Da equipa da STRENG, agradeço especialmente ao Bernardo, pois as suas qualidades como grande projetista, combinadas com as suas características humanas, permitiram resolver muitos dos desafios que foram surgindo, sendo que, durante este trabalho, o desafio mútuo foi uma constante, e dele dependeu a sua evolução.

Ao Professor Carlos Sousa, expresso a minha gratidão pela disponibilidade com que agarrou todos os desafios que lhe propus, cumprimentando-o pelas suas soluções engenhosas e que tão importantes foram para o desenvolvimento desta dissertação, nomeadamente ao nível da fendilhação, esperando sinceramente que o mesmo possa partilhar, num futuro próximo, toda a sabedoria com os alunos de estruturas.

No foro pessoal, não posso deixar de expressar a minha admiração e gratidão aos meus pais, que foram, sem dúvida alguma, as pessoas mais importantes no meu percurso académico, assim como aos meus irmãos e avós, que merecem uma distinção neste campo, não esquecendo o meu padrinho, por ter despertado em mim o gosto pela Engenharia, e a minha madrinha, por toda a dedicação.

Resta-me agradecer aos meus companheiros que, de alguma forma, me fizeram perceber que a vida nada é sem amigos e que, sem eles, a Engenharia não faz sentido. Uma palavra especial à Gisela e ao Xico, pela proximidade, à Helena e ao Rui, pelo companheirismo, ao Luís e ao Zé, com quem, por pena minha, apenas privei no último ano de Estruturas, e ao Engenheiro Paulo, por tudo o que aprendi com ele.

“You were there, you did it.”

RESUMO

A construção de pontes tem caminhado, nos últimos anos, no sentido evolutivo de otimização de processos, redução de mão-de-obra e aumento da qualidade construtiva. Muita dessa evolução tem sido fruto da tecnologia patenteada pela BERD, sendo que esta dissertação surge no sentido de avaliar as especificidades dessa mesma tecnologia recente e a que se chamou construção pelo método dos segmentos vazios.

Esse método construtivo direcionará a construção tramo a tramo, betonada *in situ*, no sentido da industrialização. Para tal recorrer-se-á a segmentos “vazios” de armadura e cofragem pré fabricados com a forma final da ponte, que, quando transportados para a cota de projecto, permitirão a betonagem do tabuleiro. Por estas razões, este método dispensará grande parte dos trabalhos de montagem de armadura e cofragem na frente de obra, permitindo encurtar os tempos de construção.

No entanto, como este método construtivo estará pensado para obras de grande dimensão, qualquer trabalho adicional na frente de obra poderá refletir-se num grande atraso no final da construção e, assim sendo, será pertinente que a única ligação entre os segmentos seja somente o betão e o aço de pré-esforço, originando assim juntas em betão não armado.

Como tal, todo o trabalho desta dissertação centrou-se na avaliação do impacto da presença dessas mesmas juntas no comportamento estrutural do tabuleiro. Para tal serão apenas estudados os parâmetros que se pensou serem influenciados pelas características de tal método construtivo.

PALAVRAS-CHAVE: Segmentos Vazios, Pré-fabricação, Métodos Construtivos, Fendilhação, Betão pré-esforçado.

ABSTRACT

Bridges construction has been directed, in the last few years, with the objective of increasing construction quality, optimize processes and reduce the number of workers in the field. Some of that evolution as grown due to the contribution of BERD and this work is a result of their last innovation, named bridge construction using empty segments.

This construction method is an alternative to the span-by-span cast in situ method, because it will use the same construction equipment, but reinforcement and formwork will be pre-cast using empty segments. This operation will allow the reduction of the operations at deck level because pre-cast segments only have to be linked, to allow the cast operation.

As this method will only be competitive in multi span large bridges, it's advisable to not use reinforcement in the segments joints, in order to reduce link operations. That's why, in this work, the joint were studied as sections of prestressed non reinforced concrete.

KEY-WORDS: Empty Segments, Precast, Constructive Methods, Cracking, Prestressed Concrete.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	I
RESUMO	III
ABSTRACT	V
ÍNDICE GERAL	VII
ÍNDICE DE FIGURAS.....	XI
ÍNDICE DE QUADROS	XIII
SÍMBOLOS, ACRÓNIMOS E ABREVIATURAS	XV
1.INTRODUÇÃO	1
1.1. DA EVOLUÇÃO DA CONSTRUÇÃO AO MÉTODO DOS SEGMENTOS VAZIOS	1
1.2. FORMULAÇÃO DO PROBLEMA	3
1.3. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO	4
2.SEGMENTOS VAZIOS E A CONSTRUÇÃO DE PONTES ...	5
2.1. INTRODUÇÃO.....	5
2.2. PROCESSOS DE EXECUÇÃO DE TABULEIROS BETONADOS IN-SITU.....	7
2.2.1. CONSTRUÇÃO TRAMO A TRAMO COM CIMBRE AUTOLANÇÁVEL E TABULEIRO BETONADO IN-SITU.....	7
2.2.2. CONSTRUÇÃO DE TABULEIROS POR AVANÇOS SUCESSIVOS	9
2.3. PROCESSOS DE EXECUÇÃO DE TABULEIROS UTILIZANDO PRÉ FABRICAÇÃO	12
2.3.1. CONSTRUÇÃO DE PONTES COM RECURSO A SEGMENTOS INTEIROS.....	12
2.3.2. CONSTRUÇÃO COM RECURSO A ADUELAS TRAMO A TRAMO.....	15
2.3.3. CONSTRUÇÃO POR AVANÇOS SUCESSIVOS RECORRENDO A PRÉ-FABRICAÇÃO	18
3.CASO DE ESTUDO	19
3.1. INTRODUÇÃO.....	19
3.2. GEOMETRIA E SECÇÃO TRANSVERSAL	19
3.3. MATERIAIS	22
3.3.1. BETÃO C40/50	22
3.3.2 AÇO B500B	24
3.3.3 ARMADURA DE PRÉ-ESFORÇO.....	24

3.4. AÇÕES	24
3.4.1 INTRODUÇÃO	24
3.4.2 CASOS DE CARGA	25
3.4.3 DIAGRAMAS DE ESFORÇOS	29
4.COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DOS “SEGMENTOS VAZIOS”	31
4.1. INTRODUÇÃO	31
4.2. TRAÇADO DE PRÉ-ESFORÇO	31
4.3. JUNTAS ENTRE SEGMENTOS VAZIOS	34
4.3.1 MODELOS DE ESCORAS E TIRANTES	34
4.3.2 POSICIONAMENTO DAS JUNTAS	41
5.ESTADO LIMITE ÚLTIMO	46
5.1. INTRODUÇÃO	46
5.2. RESISTÊNCIA AO ESFORÇO TRANSVERSO	47
5.2.1 MC2010	47
5.3. DIMENSIONAMENTO AOS ESFORÇOS DE FLEXÃO	56
5.3.1. INTRODUÇÃO	56
5.3.2 RESISTÊNCIA À FLEXÃO	56
5.4. CONDIÇÃO DE ROTURA DÚCTIL	62
6.ESTADO LIMITE SERVIÇO	64
6.1. INTRODUÇÃO	64
6.2. CÁLCULO ABERTURA FENDAS BANZO INFERIOR	66
6.3. CÁLCULO ABERTURA FENDAS ALMA	71
6.3.1. VERIFICAÇÃO EC2 ESTADO BI-AXIAL DE TENSÃO	71
6.3.2. MODELO DE ABERTURA DE FENDAS	73
6.3.3. ANÁLISE DA INTERAÇÃO ARMADURA LONGITUDINAL - JUNTA	88
6.3.4. MÉTODOS ALTERNATIVOS PARA CONTROLO DA FENDILHAÇÃO	94

7. CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	97
7.1. CONSIDERAÇÕES FINAIS	97
7.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	99
BIBLIOGRAFIA	103

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 – Adequabilidade do método construtivo em função da gama de vãos [8]	2
Figura 1.2 – Exemplo de um segmento vazio	3
Figura 1.3 – Colocação dos segmentos vazios usando cimbra autolanzável	4
Figura 2.1 -Viaduto Miguel Torga – Régua – Avanços sucessivos com atirantamento (Armando Rito,1997) [8]	9
Figura 2.3- Construção com recurso a segmentos inteiros parcelados [12]	12
Figura 2.4 – Construção com recurso a segmentos inteiros [13]	13
Figura 2.5 – Construção da Ponte Vasco da Gama com recurso a segmentos inteiros [14]	14
Figura 2.6 – Construção com aduelas pré-fabricadas tramo-a-tramo [13]	15
Figura 2.7 – linha produção aduelas pré-fabricadas [16]	16
Figura 2.8 – Segmento vazio de armadura utilizado na construção de aduelas pré-fabricadas [17]	17
Figura 2.9 – Maior vão do mundo construído por avanços sucessivos, Stolma Bridge [18]	18
Figura 3.1 – Perfil longitudinal tabuleiro do caso de estudo (H = 3.75 m) [Dimensões em m]	20
Figura 3.2 – Secção transversal do caso de estudo (H = 3.75 m) [Dimensões em m]	20
Figura 3.3 – Secção transversal do caso de estudo (H = 4.5 m) [Dimensões em m]	21
Figura 3.4 – Perfil longitudinal tabuleiro do caso de estudo (H = 4.5 m) [Dimensões em m]	22
Figura 3.5 - Diagrama de comportamento em serviço do Betão C40/50 (relação tensão-extensão)	23
Figura 3.6 - Diagrama de Estado Limite Último do Betão C40/50 (relação tensão-extensão)	23
Figura 3.7 – Detalhe das RCP	26
Figura 3.8 – Caso de carga UDL	27
Figura 3.9 – Caso de carga TS	28
Figura 3.10 – linhas de influência de momentos e esforço transversal, para uma carga concentrada	28
Figura 3.11 – Diagrama esforço transversal ELU [h=3.75m]	29
Figura 3.12 – Diagrama de momentos fletores ELU [h=3.75m]	29
Figura 3.12 – Diagrama esforço transversal ELU [h=4.5m]	30
Figura 3.13 – Diagrama esforço transversal ELU [h=4.5m]	30
Figura 4.1 – Traçado de pré-esforço [h=3.75m]	32
Figura 4.2 - Distribuição da armadura de pré-esforço na secção 5 (junta) - dimensões em [m]	33
Figura 4.3 – Traçado de pré-esforço [h=4.5m]	33
Figura 4.4- Distribuição da armadura de pré-esforço na secção 5 (junta) - dimensões em [m]	34
Figura 4.5 - Modelo de escoras e tirantes (trações a vermelho)	35
Figura 4.6- representação da potencial zona preferencial de rotura	36
Figura 4.7 – Exemplo do padrão de fendilhação esperado	37
Figura 4.8 – Superfície hipotética de rotura	38
Figura 4.9 – Relação da superfície de rotura com o posicionamento da armadura [21]	39
Figura 4.10 - Representação da zona preferencial de rotura	39
Figura 4.11 - Representação da potencial falta de equilíbrio da escora de “apoio”	41
Figura 4.12 – Exemplo de diagrama resistente vs atuante	42
Figura 4.13 – método simplificado – Combinação Frequente [H=4.5m]	43
Figura 4.14 - método simplificado – Combinação quase-permanente [H=4.5m]	44
Figura 4.15 – Representação da “folga” nas juntas [H=3.75m]	45
Figura 5.1 – Representação do equilíbrio seccional [MC2010]	49
Figura 5.2 – Cálculo Iterativo das Extensões	49
Figura 5.3 – Equilíbrio Seccional para cálculo das deformações	50
Figura 5.4 – Comparação do consumo de armadura vertical [H=3.75m]	54
Figura 5.5 – Comparação do consumo de armadura vertical [H=4.75m]	55

Figura 5.6 – Capacidade resistentes aos esforços fletores [H=3.75m]	57
Figura 5.7 – Capacidade resistentes aos esforços fletores [H=4.5m]	57
Figura 5.8 – Exemplo da distribuição de armadura na secção transversal	58
Figura 5.9 – Comparação entre os esforços resistentes e atuantes com pré-esforço como ação	59
Figura 5.10 - Comparação entre os esforços resistentes e atuantes com pré-esforço como ação.....	60
Figura 5.11 - Esforços resistentes vs atuantes com inclinação máxima das escoras	61
Figura 6.1 - Yumetsuri Bridge – Jiří Stráský [26].....	64
Figura 6.2 – Modelo de transferência de tensão do aço para o betão por aderência	67
Figura 6.3 – Representação da área de betão envolvente as armaduras.....	69
Figura 6.4 – Abertura de fendas com armadura exclusivamente na vertical.....	73
Figura 6.5 – Equilíbrio estático na fenda	74
Figura 6.6 – Efeito de cavilha na armadura.....	75
Figura 6.7 – Efeito de imbricamento dos agregados combinados com o efeito de grampo	76
Figura 6.8 – Condições de compatibilidade pressupostas pelo modelo.....	76
Figura 6.9 – Distância máxima entre fendas projetada	78
Figura 6.10 – Abertura de fendas com armadura em duas direções	79
Figura 6.11 – Equilíbrio de forças no modelo considerando armadura em duas direções.....	79
Figura 6.12 – Estado de tensão para o exemplo de cálculo.....	81
Figura 6.13 – Equilíbrio nodal na zona da fenda.....	83
Figura 6.14 – Relação abertura de fendas-tensão tangencial.....	84
Figura 6.15 – Relação abertura de fendas - força tração na armadura.....	84
Figura 6.16 – Relação abertura de fendas - força cavilha na armadura	84
Figura 6.17 – Relação abertura de fendas – deslocamento superficial.....	85
Figura 6.18 – Relação abertura de fendas – Força de tração principal.....	85
Figura 6.19 – Abertura de fendas ao longo do tabuleiro e ao longo da secção transversal.....	86
Figura 6.20 – Abertura de fendas ao longo do tabuleiro e ao longo da secção transversal.....	86
Figura 6.21 – Abertura de fendas com armadura nas duas direções.....	87
Figura 6.22 – Abertura de fendas com armadura nas duas direções.....	88
Figura 6.23 – Influência da armadura na zona da junta	89
Figura 6.24 – Superfície modelada com elementos finitos.....	90
Figura 6.25 – Resultados da modulação simplificada da junta	91
Figura 6.26 – Razão deslocamentos calculados pelo modelo e os teóricos ajustados com linha de tendência	92
Figura 6.27 – Abertura de fendas com redistribuição [H=3.5m]	93
Figura 6.28 – Abertura de fendas com redistribuição [H=4.75m]	93
Figura 6.29 – Construção pelo método dos segmentos vazios com juntas inclinadas.....	96

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 2.1 – Evolução qualitativa dos métodos construtivos para viadutos de múltiplos vãos [8].....	6
Quadro 3.1 – Propriedades mecânicas da secção (H = 3.75 m)	21
Quadro 3.2 – Propriedades mecânicas da secção (H = 4.5 m)	22
Quadro 3.3 – Propriedades do betão utilizado.....	23
Quadro 3.4 – Propriedades do aço utilizado.....	24
Quadro 3.5 – Propriedades do aço de pré-esforço utilizado.....	24
Quadro 3.6 – Ações consideradas para o caso de estudo	25
Quadro 3.7 – Combinações de Ações	25
Quadro 5.1 – Propriedades da secção exemplo	50
Quadro 5.2 – Parâmetros mecânicos do caso de estudo	51
Quadro 5.3 – Extensões para a secção em estudo	51
Quadro 5.4 – Inclinação máxima das escoras de compressão.....	52
Quadro 5.5 –Fator K_v para o caso a secção exemplo	53
Quadro 5.6 – $V_{rd,c}$ para o caso a secção exemplo	53
Quadro 6.1 – Dados para o cálculo da abertura de fendas	70
Quadro 6.2 – Resultados de abertura de fendas para o exemplo de cálculo	70
Quadro 6.3 – Propriedades da secção do exemplo de cálculo	81
Quadro 6.4 – Parâmetros de Entrada no modelo	82
Quadro 6.5 – Componentes do Equilíbrio	83
Quadro 6.6 – Propriedades da secção do exemplo de cálculo (Armadura y e z)	87

SÍMBOLOS, ACRÓNIMOS E ABREVIATURAS

A – Área da secção transversal

A_p – Área de pré-esforço

A_s – Área de armadura passiva

b_w - Largura da alma

$b_{w,eff}$ – Largura efetiva da alma

BERD – Bridge Engineering Research & Design

c – Recobrimento das armaduras

CF – Combinação frequente de ações

CQP – Combinação quase-permanente de ações

d – Altura efetiva

Eurocódigo 0 e EC0- Referencia a [1]

Eurocódigo 0 Anexo A2 e EC0 Anexo A2- Referencia a [2]

Eurocódigo 1 e EC1- Referencia a [3]

Eurocódigo 1 -parte 2 e EC1 parte 2- Referencia a [4]

Eurocódigo 2 e EC2- Referencia a [5]

Eurocódigo 1 -parte 2 e EC1 parte 2- Referencia a [6]

E_c – Módulo de elasticidade tangente na origem, para um betão de massa volúmica normal aos 28 dias de idade

E_{cm} – Módulo de elasticidade secante do betão

ELS – Estado Limite de Serviço

ELU – Estado Limite Último

E_p – Módulo de elasticidade do aço de pré-esforço

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

f_{ck} – Valor característico da tensão de rotura do betão à compressão aos 28 dias

f_{cm} – Valor médio da tensão de rotura do betão à compressão

$f_{ctk 0.05}$ - Valor característico da tensão de rotura do betão à tração simples aos 28 dias, referida ao quartilho de 5%

f_{ctm} - Valor médio da tensão de rotura do betão à tração simples

FIB- “ Federação Internacional do Betão”

$f_{p,j}$ – Tensão de rotura à tração do aço das armaduras de pré-esforço

$f_{p0,1k}$ – Valor característico da tensão limite convencional de proporcionalidade a 0,1% à tração do aço das armaduras de pré-esforço

f_{pk} – Valor característico da tensão de rotura à tração do aço das armaduras de pré-esforço

f_y – Tensão de cedência à tração do aço das armaduras de pré-esforço

f_{yd} – Valor de cálculo da tensão de cedência à tração do aço das armaduras de pré-esforço

f_{yk} - Valor característico da tensão de cedência à tração do aço das armaduras de pré-esforço

$G_{k,j}$ – Ação Permanente

h – Altura das secção transversal

I – Momento de inercia da secção

L – comprimento elemento estrutural

LM – Load Model

MC2010 – Referência ao Model Code 2010 [7]

Model Code - Referência ao Model Code 2010 [7]

OPS – Organic Prestressing System

PC – Betão pré-esforçado

RCP – Restantes Cargas Permanentes

SOB – Sobrecargas

STRENG – STRENG - Engenharia de Estruturas.

y_g – Distância do centro de gravidade até uma determinada fibra.

Z – Braço efetivo

Z_p – Braço efetivo das armaduras de Pré-esforço

Z_s – Braço efetivo das armaduras ordinárias

ω – Módulo de flexão do betão

ϵ – Extensão do betão

δ – Deslocamento transversal das armaduras

Θ - Inclinação escoras de compressão / fenda

T – Tensão aderência aço-betão

ξ – Coeficiente redutor de aderência

1

INTRODUÇÃO

1.1. DA EVOLUÇÃO DA CONSTRUÇÃO AO MÉTODO DOS SEGMENTOS VAZIOS

Este subcapítulo surge como justificação das motivações que contribuíram para o desenvolvimento deste trabalho, ressaltando-se o facto de o rigor científico exigido numa dissertação não ser cuidado nos próximos parágrafos, uma vez que como a palavra motivação sugere, este será um tópico subjetivo e cuja definição não pode ser transversal a toda a engenharia.

A evolução pode ser definida, de acordo com os dicionários, como uma nova fase em que se introduz uma nova ideia, um novo sistema, uma nova ciência, que proporciona o crescimento e o desenvolvimento de toda uma arte e, conseqüentemente, de todo o mundo.

À luz de uma qualquer teoria filosófica, o Homem, corporizado nos projetistas de pontes, será um espelho deste conceito. Pode afirmar-se que este é, por natureza, um ser insatisfeito com a realidade, um ser que busca alternativas, para que seja possível vencer os desafios no sentido da procura da felicidade.

As pontes, sendo uma homenagem e motivo de orgulho para cada um dos seus projetistas, transmitem à sociedade motivos de veneração e apresentam-se como obras com contornos de feitos heróicos e de grande dificuldade, dando a ideia de que a sua materialização só foi possível graças à destreza e capacidade de adaptação do ser humano.

Esta dissertação surge num contexto de evocar essa capacidade de adaptação e inovação inerente ao projetista que, ao longo dos tempos, enfrentou todos esses desafios. Em particular, este trabalho apresenta-se como uma análise à evolução da utilização da pré-fabricação na construção de pontes. A capacidade demonstrada pelos engenheiros em conceber e instrumentar pontes construídas com recurso à industrialização, como se de um jogo “Lego” se tratasse, tem permitido otimizar a construção e melhorar a sua qualidade.

Desde os anos 60, em França, até à atualidade, em todo o mundo, muitas foram as obras projetadas recorrendo à técnica acima mencionada, sempre com o objetivo de melhorar a eficiência e eficácia deste método construtivo. Sabendo à partida que este tipo de construção implica um investimento inicial considerável quando comparado com outras soluções envolvendo grande logística, os resultados ao nível da qualidade de construção, redução de mão-de-obra, facilidade construtiva e tempo de execução são muitas vezes argumentos que tornam a obra economicamente viável e que justificam a sua opção em detrimento de outras.

O método que será alvo de estudo neste trabalho resultou da inovação da engenharia portuguesa e no fundo, tenta materializar num só método as vantagens da industrialização e as vantagens dos tabuleiros betonados “*in situ*”. Como estes dois métodos construtivos apresentam para a mesma construção características simétricas, estima-se que o resultado do método dos segmentos vazios se reflita no aproveitamento das qualidades dos dois, aumentando assim a produtividade do método resultante.

Como se poderá perceber pela figura 1.1, será a evolução de determinados métodos construtivos que tornará economicamente viável o desenvolvimento de novas soluções. No caso dos segmentos vazios, a evolução da construção tramo a tramo, potenciada pela tecnologia OPS, torna viável o investimento em tecnologia de pré-fabricação, que contribuirá para a otimização do método construtivo e para a diminuição dos tempos de construção.

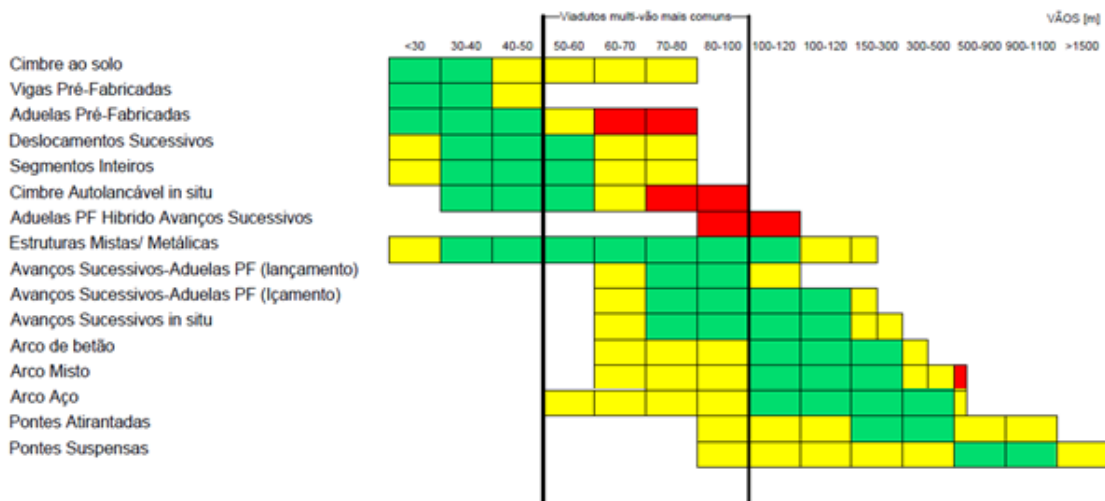


Figura 1.1 – Adequabilidade do método construtivo em função da gama de vãos [8]

Quando se analisa o tipo de construção em estudo e se atenta na figura 1.1, conclui-se que a solução patenteada pela BERD apenas fará sentido como uma alternativa aos métodos existentes, pois facilmente se depreende que existem neste momento soluções ótimas para a maioria das gamas de vãos. No caso dos segmentos vazios, será a velocidade construtiva que marcará a diferença, podendo tornar-se num dos métodos construtivos mais rápidos do mundo.

Esta solução recorrerá a todo o trabalho de pré-fabricação da construção com aduelas pré-fabricadas, à exceção da betonagem, executando apenas esta tarefa quando for possível betonar todo o tabuleiro. Desta forma, as discontinuidades físicas de betão que marcam esse tipo de construção deixarão de existir. No entanto, como se mostra na figura 1.2, este processo, que não implica necessariamente perdas no controlo, tenderá para a otimização quando as operações que permitam a continuidade de armadura passiva nas juntas forem reduzidas a zero. Se esta discontinuidade de armadura passiva for possível, as operações de solidarização dos segmentos da figura 1.2 ficarão reduzidas à colocação e solidarização física (fechos) destes e à emenda das bainhas de pré-esforço.

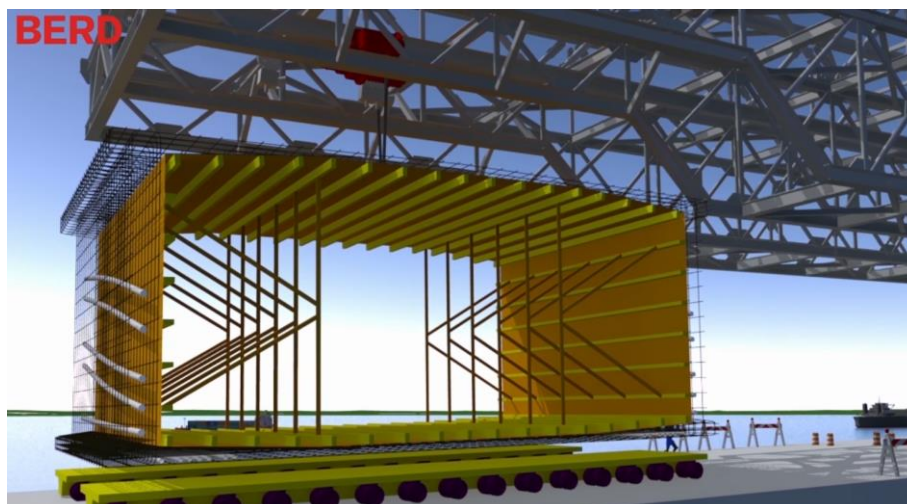


Figura 1.2 – Exemplo de um segmento vazio

Nesse sentido, a possibilidade de estudar um método que possa entrar nos manuais da construção de pontes devido à diminuição do tempo construtivo, levando teoricamente a uma grande redução de custos devido à diminuição do tempo em obra, constituiu uma motivação para contornar todas as dificuldades na realização deste trabalho.

1.2. FORMULAÇÃO DO PROBLEMA

O presente trabalho surgiu no sentido de encontrar as especificidades de dimensionamento estrutural que permitirão elevar a ideia corporizada nos segmentos vazios a método construtivo.

Este método pressupõe a construção de módulos de cofragem com armadura e bainhas de pré-esforço posicionadas no seu interior e a sua respetiva elevação à cota do tabuleiro através de um cimbres autolançável. No entanto, trata-se de um método que pressupõe uma construção muito rápida e com a menor intervenção humana possível, como tal, não se prevê a possibilidade de união interior dos módulos. Para tal será estudada a possibilidade da construção do tabuleiro sem que se estabeleça continuidade de armadura passiva delegando a responsabilidade resistente nessas juntas, única e exclusivamente, nos cabos de pré-esforço.

Como se pensa que esta solução apenas se adaptará a obras extensas e com vãos consideráveis, que só os cimbres com OPS serão capazes de vencer, a intervenção de algum tipo de mão-de-obra refletir-se-ia num atraso construtivo, cujo estudo de impacto será abordado de certa forma no capítulo 2.

Concluindo, o problema reside no facto de se idealizar um tabuleiro em betão armado pré-esforçado, em que se verificará nas juntas entre módulos, como se demonstra na figura 1.3, a dispensa de armadura longitudinal passiva, isto é, as juntas serão constituídas por betão não armado pré-esforçado. Neste trabalho, será estudado o impacto dessas discontinuidades no dimensionamento.

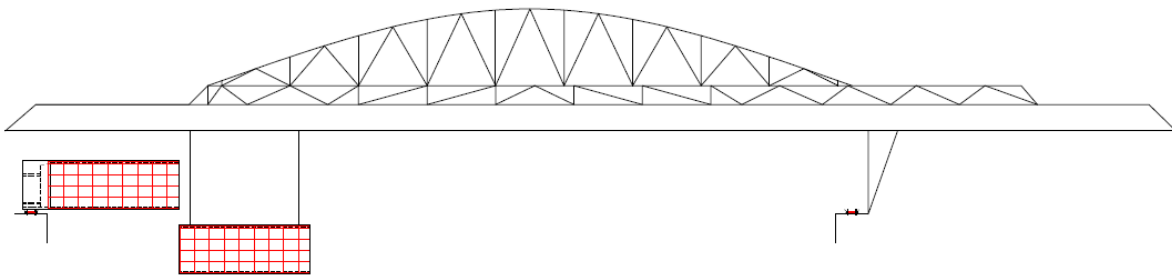


Figura 1.3 – Colocação dos segmentos vazios usando cimbra autolanzável

1.3. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

A estrutura desta dissertação acompanha os passos de dimensionamento de um qualquer projeto de estruturas. O leitor perceberá que qualquer tipo de obra deve ser enquadrada num contexto, para que posteriormente possam ser estudadas diferentes soluções, as quais permitirão materializar os regulamentos na solução final.

Ao longo de sete capítulos, serão apresentadas algumas das especificidades que o tempo de desenvolvimento deste trabalho permitiu identificar. Naturalmente, existem muitos aspetos que são transversais a todos os métodos construtivos e, como tal, apenas se enfatizaram os pormenores diferenciadores do método dos segmentos vazios. Para tal, foi necessário analisar alguns dos fenómenos estruturais, para que entre eles fosse possível perceber quais deles envolveriam uma especificidade.

Naturalmente, ao longo da dissertação far-se-á referência quer aos pontos em comum quer aos pontos específicos, sendo que todos os temas não abordados e não discutidos não foram estudados ou refletidos, não podendo, por isso, ser realizada qualquer extrapolação.

Será importante referir que, pelo facto de esta ser uma primeira abordagem, nada se concluirá quanto à viabilidade do método, sendo imprudente definir qualquer conclusão sem realizar ensaios físicos. Assim, procurou-se neste trabalho definir as bases que permitirão orientar os estudos que avaliarão a exequibilidade do método dos segmentos vazios.

Relativamente à organização desta dissertação, contextualizar-se-á, no capítulo 2, o método dos segmentos vazios na indústria de construção e analisar-se-ão os prós e os contras deste método.

Nos capítulos 3 e 4 apresentar-se-á o caso de estudo e far-se-á a discussão e enquadramento dos pressupostos usualmente assumidos quando aplicados ao método em estudo.

Nos capítulos 5 e 6 terá lugar a discussão das especificidades relativas às verificações de Estado Limite Último e de Serviço, sendo estas materializadas no caso em estudo através das respetivas quantificações de armadura.

No Capítulo 7 serão apresentadas as conclusões e desenvolvimentos futuros que, no fundo, corporizam todo o trabalho relatado ao longo desta dissertação.

2

SEGMENTOS VAZIOS E A CONSTRUÇÃO DE PONTES

2.1. INTRODUÇÃO

O esquema estrutural de uma ponte é uma reflexão do seu processo construtivo, sendo estes indissociáveis e influenciáveis.

Assim sendo, a escolha de um método construtivo apenas será possível depois de conhecidas todas as variáveis e condicionantes, uma vez que este será um processo cuja efetivação só será possível sob determinadas condições. A Engenharia de pontes atribui particular importância aos equipamentos construtivos e às suas ações, pois a sua relevância e impacto no dimensionamento faz-se notar em todo o projeto. Note-se o caso da ponte do Infante no Porto em que, como referiu diversas vezes o seu projetista, um dos esforços condicionantes para o arco verificava-se durante a fase construtiva e antes do fecho do arco, devido ao seu posicionamento em consola.

No entanto, esta escolha tem tanto de engenharia como de cultura e capacidade de adaptação, uma vez que, devido às suas especificidades, cada técnica construtiva se apresenta como uma arte, que requer grande refinamento para que se atinjam bons resultados. Naturalmente cada região, devido às suas condicionantes físicas, é propensa à utilização de determinados métodos construtivos, e sobre eles trabalha processos preferenciais. Estes tornam-se transversais a todos os construtores, ficando esta escolha limitada, à partida, pelo “*know-how*” existente na região. No entanto, em casos de pontes especiais e de grandes dimensões, poderá ser rentável introduzir novos métodos construtivos, pois caso contrário as reduções orçamentais devido aos equipamentos construtivos e velocidade de construção potenciada pela experiência ditam a sua lei, e tornam proibitiva qualquer entrada espontânea no mercado. No entanto este será o campo no qual o método dos segmentos vazios se tornará competitivo. A velocidade de execução e a facilidade de adaptação, pelo facto de utilizar em grande parte as técnicas utilizadas correntemente em outros métodos construtivos, combinadas com a propensão natural do método para obras muito extensas, poderão traduzir-se numa maior competitividade económica.

Como se demonstrará no quadro 2.1, a entrada no mercado do método dos segmentos vazios terá de ser enquadrada numa disciplina que apresenta, à partida, soluções para praticamente todas as gamas de vãos. Muitas das soluções construtivas, tal como se demonstrou na figura 1.1, apresentam soluções otimizadas para cada uma das tipologias construtivas em particular, em função do vão a vencer. Como tal, estima-se que neste momento a introdução de um novo método construtivo que represente uma melhoria da qualidade e velocidade de construção mobilizará menor inércia à mudança do que aqueles que propuserem a introdução de uma nova abordagem construtiva, para uma gama de vãos específicos.

Quadro 2.1 – Evolução qualitativa dos métodos construtivos para viadutos de múltiplos vãos [8]

Método Construtivo	Limites de vão comuns	Validação Técnica (70 m)	Custo	Tempo	Durabilidade
Címbre ao solo	40-50 m	B-C	C	C	A
Vigas Pré-Fabricadas	40-50 m	C	A	A	A-B
Tramo-a-tramo com aduelas pré fabricadas	50 m	C*	A-B	A	A-B
Deslocamentos Sucessivos	70 m	C*	A-B	A-B	A
Segmentos Inteiros	70 m	C*	A-B	A	A
Tramo-a-tramo betonado <i>in situ</i> (MSS)	70 m	C*	A	A-B	A
Avanços Sucessivos – Aduelas pré-fabricadas (Viga lançamento)	>100	A	B-C	B	A-B
Avanços Sucessivos – Aduelas pré-fabricadas (lçamento)	>100	A	B-C	B-C	A-B
Avanços Sucessivos – <i>In situ</i>	>100	A	B-C	C	A
Segmentos Vazios	-	-	-	-	-
Legenda	A Bom	B Aceitável	C Critico	*-com potencial de crescimento identificado	

O quadro 2.1 apresenta a competitividade dos métodos construtivos mais utilizados na construção de viadutos de múltiplos vãos e surge no sentido de enquadrar o método dos segmentos vazios na construção de pontes. Neste quadro pode observar-se uma classificação qualitativa dos diferentes tipos construtivos, assim como a sua viabilidade técnica/execução para uma vão de 70m. Com base neste quadro, desenvolveram-se as comparações que se apresentam nos próximos pontos, pois o mesmo permitiu as primeiras classificações do método dos segmentos vazios. Ressalvando-se que este quadro só poderá ser completado após as primeiras obras, como o método é baseado em algumas técnicas existentes a sua classificação poderá apresentar uma valorização igual ou superior a essas mesmas.

Ao longo de toda esta secção apresentar-se-ão alguns dos métodos construtivos mais utilizados para a gama de vãos entre os 70 e os 100m, seguindo os dados da figura 1.1, tendo presente as comparações qualitativas presentes no quadro 2.1. Sempre que a produção contínua, a mão-de-obra qualificada, o processo de produção otimizado e a tendência para o cumprimento dos prazos, sejam fulcrais, nos parâmetros que envolvem todo um processo decisório, o método dos segmentos vazios poderá apresentar as suas vantagens, sendo possível estabelecer o campo de aplicabilidade do método em estudo neste trabalho.

2.2. PROCESSOS DE EXECUÇÃO DE TABULEIROS BETONADOS IN-SITU

2.2.1. CONSTRUÇÃO TRAMO A TRAMO COM CIMBRE AUTOLANÇÁVEL E TABULEIRO BETONADO *IN-SITU*

2.2.1.1 Pressupostos Gerais

Pode definir-se cimbra como um instrumento utilizado para a construção de pontes desde a antiguidade romana que tem basicamente como função conferir forma e suporte a uma estrutura até que esta apresente capacidade autoportante.

Dos cimbres utilizados na construção, desde os tradicionais que apoiam no solo, e naturalmente mais baratos, aos mais rebuscados, destaca-se como campo de interesse deste subcapítulo a construção recorrendo a um tipo de cimbra específico. Esse que foi evoluindo nos últimos anos com a introdução da tecnologia OPS, e é denominado como autolancável.

Esta tecnologia apresenta a particularidade de dispensar apoio ao solo, utilizando como suporte os elementos previamente construídos. A transição entre vãos dispensa em parte a mão-de-obra necessária, visto que o seu sistema de vigas lançadeiras inclui uma estrutura autolancável que, apoiada no tabuleiro previamente construído ou nos respetivos pilares do vão a construir, permite o avanço autónomo do cimbra. Assim é possível vencer cursos de água, vales muito inclinados ou até mesmo construções existentes, sem perturbar a sua utilização.

Estes cimbres, devido à sua autonomia, permitem cumprir, numa só estrutura, os pré-requisitos de qualquer construção. Ao incluírem na sua estrutura cofragem exterior, que permite replicar em todos os vãos a mesma forma, combinada com a função de cimbra, e ao servirem como plataforma de trabalho para todos os operários para as respetivas etapas de trabalho até à betonagem, apresentam-se como uma solução competitiva e que permite aumentar o ritmo de trabalho.

Sendo este o equipamento preferencial para a utilização do método construtivo dos segmentos vazios, naturalmente que as semelhanças com o método construtivo em estudo neste subcapítulo serão muitas. A grande diferença residirá no facto de a montagem de armaduras e cofragem interior não ser realizada em altura, reduzindo assim as operações realizadas ao nível do cimbra. A mão-de-obra qualificada necessária para a realização de tarefas tão especiais é concentrada nos trabalhos de pré-fabricação realizados ao nível do solo que, por decorrer em ambiente controlado, contribui para a otimização dos processos.

2.2.1.2 Campo de aplicação

Todas as condicionantes apresentadas, e que estão inerentes ao método, permitem definir uma determinada zona de comodidade, que se pode classificar como ótima para aplicação deste método.

Com o uso de vigas de lançamento “tradicionais”, o campo de aplicação deste método situava-se entre os 25 e 50 metros [9]. No entanto, o trabalho de toda a equipa da BERD, através da tecnologia denominada como “Organic PreStress” [8], tem contribuído para o avanço destes valores para a casa dos 90 metros, valor este atingido recentemente.

Como o método que se discute neste trabalho será uma variante ao tipo de construção abordada neste subcapítulo, poderá afirmar-se que esta será a zona de conforto do método dos segmentos vazios. O investimento inicial nos sistemas de industrialização, e respetivo controlo geométrico para além do

oneroso cimbra, poderão limitar inferiormente os valores atrás apresentados para a gama de vãos e para a extensão total da obra de arte.

No entanto, a competitividade demonstrada pelos segmentos vazios, principalmente no campo da velocidade de construção, possibilitará certamente o alargamento do seu limite superior, necessitando para tal do desenvolvimento de equipamentos capazes de vencer vãos maiores do que os atuais 90m. Nesse sentido, recomenda-se especial atenção aos novos produtos da BERD pois a evolução introduzida ao longo dos anos nesta área deixará antever a possibilidade de concretização de vãos superiores utilizando o método dos segmentos vazios.

2.2.1.3 Comparação com o Método dos Segmentos Vazios

De uma forma geral, este método caracteriza-se pela sua velocidade de execução visto que será possível betonar um tramo em cerca de 10 dias, duração esta que naturalmente coincidirá com a duração de um ciclo construtivo. Este ciclo inclui o avanço do cimbra, a montagem de cofragens e armadura (4-5 dias), a betonagem e a respetiva cura, e posteriormente proceder-se à aplicação do pré-esforço que, no caso do cimbra com OPS, ocorre ao mesmo tempo que o descimbramento [Valores Referência BERD].

É de salientar que, no caso dos segmentos vazios, os trabalhos de montagem de cofragem e armadura não ocorrerão na frente de obra, podendo ser executados paralelamente a outras tarefas (como a materialização dos pilares). Estima-se que esta variação permita reduzir o ciclo para 7 dias pois, quando comparado com os valores experimentados pela BERD, a fase da montagem (4 dias), seria substituída pelo posicionamento dos segmentos vazios (1 dia) e, assim sendo, o método em estudo tornar-se-ia num dos mais rápidos do mundo.

A título de curiosidade sabe-se que na construção de um vão de 90 metros, que durará 14 dias, cerca de 8 estão associados a trabalhos de montagem e desmontagem de armadura e cofragem.

Em termos construtivos, este método apresenta-se assim como uma evolução da construção tramo a tramo com cimbra autolavável, planeado para obras extensas, permitindo usufruir de todas as suas vantagens e sujeitando-se naturalmente a algumas das suas desvantagens.

Através de uma análise transversal a todo o processo construtivo, concluiu-se que a autonomia e independência dos trabalhos em relação ao solo, combinadas com a boa acessibilidade à frente de obra a partir dos tramos previamente construtivos, poderão ser contrapostas com o elevado custo inicial dos equipamentos e da sua operação. Como tal, apenas se apenas justificará a utilização de ambos os métodos em obras extensas, em que a reutilização dos equipamentos seja uma realidade, sendo que quanto mais repetitiva se tornar a obra, mais rentável se tornará o método, uma vez que a amortização dos custos será acelerada.

No entanto, esses custos aumentam com a dimensão da operação que permite materializar a construção do tabuleiro. Como tal, os requisitos exigidos pela pré-fabricação, aliados ao hipotético maior consumo de armadura da superestrutura, tornam o método dos segmentos vazios economicamente menos vantajoso ao nível do consumo de recursos. Mas estes podem ser compensados com a diminuição do tempo de obra e consequentemente a diminuição dos custos de estaleiro e de pessoal entre outros. Estima-se que uma tendência no aumento da dimensão da obra fará a escolha tender, como referido, para o método dos segmentos vazios.

2.2.2. CONSTRUÇÃO DE TABULEIROS POR AVANÇOS SUCESSIVOS

2.2.2.1 Pressupostos Gerais

Todas as apresentações passíveis de utilização para este método poderão ser resumidas na sua tradução anglo-saxónica, “*Balanced Cantilever Method*”, que descreve o tipo de construção associada ao método dos avanços sucessivos. Este tem, na sua génese, o equilíbrio em consola de toda uma estrutura de betão armado, à medida que vai sendo construída a partir de um elemento de apoio, seja ele um pilar, um encontro, ou mesmo tirantes provisórios.

Basicamente, este tipo de construção consiste na betonagem *in situ* do tabuleiro, em pequenos troços de 3 a 5 metros, partindo alternadamente de uma aduela zero para que se seja possível manter o equilíbrio da estrutura ao longo da sua construção. Naturalmente, com o avanço na materialização do tabuleiro, cada uma destas aduelas tornar-se-á autoportante após a introdução das forças de pré-esforço, servindo de base para o movimento dos carrinhos de avanço, sendo possível posteriormente proceder à betonagem de uma nova aduela [9].

Neste campo, este método construtivo apresenta especificidades que adicionam complexidade de dimensionamento ao já complexo processo de conceção de uma obra de arte. As ações da fase construtiva assumem particular importância neste método construtivo, condicionando muitas vezes os estados limite de dimensionamento e o conseqüente consumo de material. Apesar de se procurar que a construção se desenvolva de um modo simétrico, nem sempre será possível mobilizar dois carros de avanço para que a simultaneidade seja perfeita e, como tal, são introduzidos esforços desequilibrados nos pilares que, para além de introduzirem esforços de flexão nestes e nas fundações, obrigarão ao encastramento do tabuleiro nos pilares ou então ao recurso de ligações temporárias entre esses dois elementos de betão armado, como os presentes na figura 2.1.

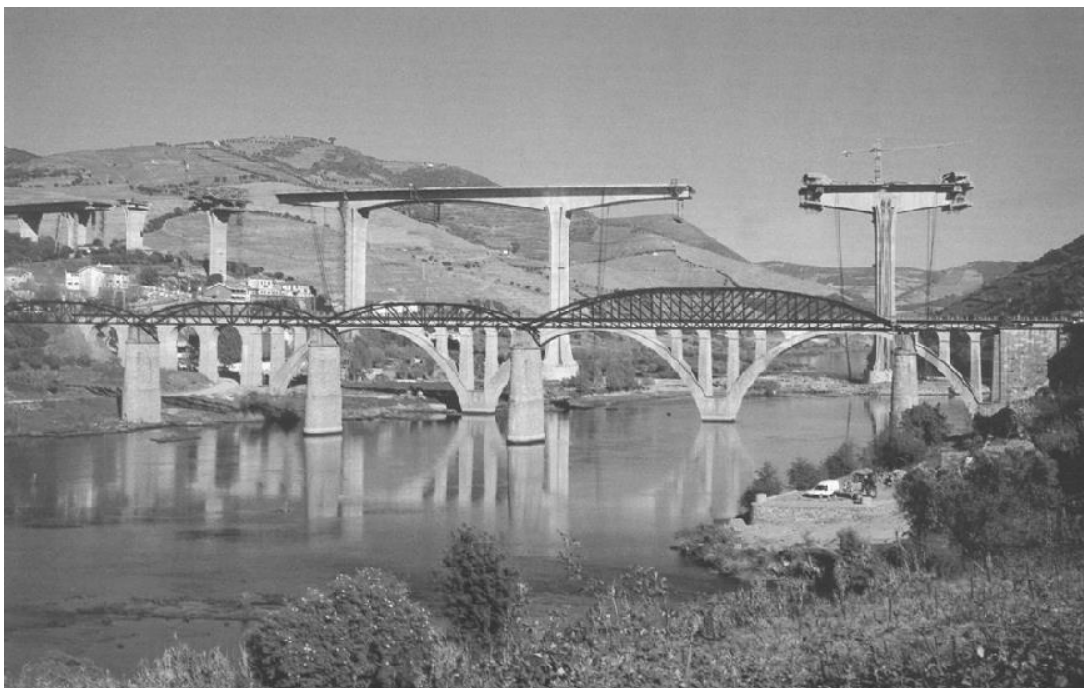


Figura 2.1 -Viaduto Miguel Torga – Régua – Avanços sucessivos com atirantamento (Armando Rito,1997) [8]

Como será possível observar na figura 2.1, ações como o peso próprio, ações dos equipamentos construtivos como os já referidos carros de avanço e as cofragens, quando combinados com comprimentos de 50 metros, introduzem esforços de consola que condicionam o dimensionamento sobre os pilares. No entanto, repare-se que as propriedades do método facilitam a diminuição da secção transversal do tabuleiro, no sentido do meio vão, tornando esta geometria como característica para este tipo de solução construtiva. Esta solução, para além de permitir reduzir o peso próprio em consola, tira partido do escalonamento de esforços que, como é sabido, aumentarão no sentido do apoio [10].

Contudo, a evolução dos avanços sucessivos tem permitido apresentar outras formas de executar este método, fazendo com que este não necessite de um pilar base. A construção assimétrica a partir de um tramo já construído, ou a partir de um encontro, são também possibilidades construtivas. Este tipo de técnica poderá também ser aplicada em arcos, como se demonstra na figura 2.2, sendo que nestes casos o recurso a elementos de equilíbrio externo se torna imperativo, visto que, caso contrário, o desequilíbrio originado pelo posicionamento em consola tornaria a obra insustentável [11].

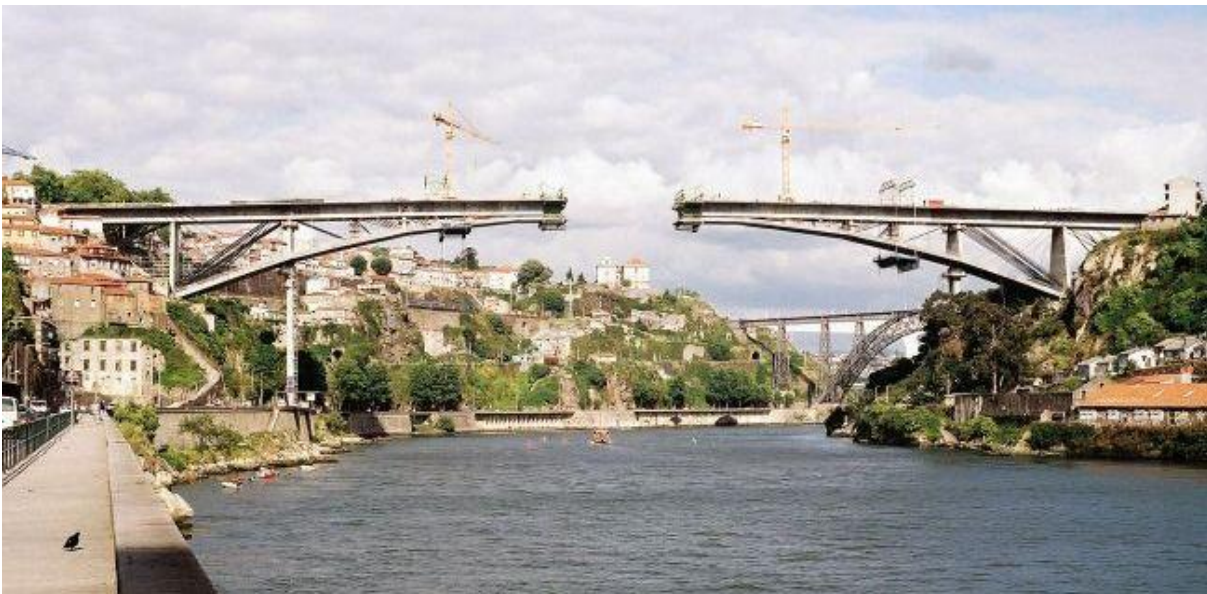


Figura 2.2- Construção da Ponte do Infante (Adão da Fonseca, 2003) [8]

2.2.2.2 Campo de aplicação

Este método apresenta-se como uma das fronteiras de aplicação do método que se apresentou anteriormente. Prevê-se, neste momento, uma interceção entre a gama de vãos aplicáveis ao método relativamente aos segmentos vazios, uma vez que este poderá vencer vãos de 50 a 300m (record) [8]. Este facto indicia que, devido ao tipo de construção inerente aos avanços sucessivos, esta solução apenas se torne viável para obras de extensão mais curta, que não permitam justificar o investimento inicial elevado ou que, por sua vez, apresentem particularidades geométricas como curvas acentuadas.

Este método é um dos mais difundidos em Portugal, sobre o qual existe grande experiência e conhecimento adquirido. São inúmeros os casos de pontes construídas no país recorrendo a este método e esta circunstância permitirá introduzir um fator que tem grande preponderância na escolha do equipamento construtivo a utilizar.

Esse fator refletirá a apetência para a utilização de determinado método construtivo nas diferentes áreas do globo terrestre. Referindo especificamente o caso de Portugal, devido à comodidade existente, provavelmente uma proposta que inclua a utilização dos avanços sucessivos, dentro do seu campo de viabilidade, dificilmente será vencida. Note-se que, na dúvida entre dois métodos construtivos, a redução de custos devido ao equipamento existente, facilidade de adaptação e grande conhecimento dos problemas e técnicas do método, abonarão a favor da utilização de um método muito difundido, e cujas propostas poderão ser difíceis de igualar.

Este poderá ser um dos possíveis problemas que surgirão à aplicação do método dos segmentos vazios, uma vez que a sua implementação requererá, por parte dos intervenientes, uma fase de adaptação. A resistência à mudança, que muitas vezes os caracteriza, constitui uma dificuldade adicional. Como tal, o trabalho no sentido de agilizar o método, assim como o de o tornar imbatível no seu campo de aplicação, terá grande preponderância na fase inicial de implementação, quando se analisar a sua vertente economicista.

2.2.1.3 Comparação com o Método dos Segmentos Vazios

Os dois métodos têm características particulares e completamente distintas que foram de certa forma abordadas nos subcapítulos anteriores.

Contudo, a maior das diferenças centrar-se-á no processo construtivo e, concretamente, ao nível dos ciclos construtivos. Estima-se que um ciclo de betonagem de uma aduela na tecnologia de avanços sucessivos, que inclui avanço e montagem dos carros, montagem de cofragem e armadura, betonagem, cura do betão, esticamento dos cabos de pré-esforço e descofragem, dure cerca de uma semana [Valores BERD]. Quando comparada com os segmentos vazios, essa será a duração prevista para a construção de todo um vão. Essa diferença refletir-se-á, numa obra com um vão de 100 metros, e admitindo dois carrinhos por vão e aduelas de 5m, numa diferença de uma semana para um duração de 10 semanas, isto é, 10 vezes mais.

Contudo, esta diferença pode ser reduzida com o recurso a várias frentes de trabalho e tal como nos segmentos vazios, a mecanização do processo reduz os custos de não qualidade e acelera o ritmo construtivo. Por essa razão estes métodos são equiparáveis ao nível da mecanização e rentabilização da mão-de-obra, apesar de a pré-fabricação inerente ao método dos segmentos vazios tornar este método mais eficaz ao nível da otimização de processos, tornando-o muito mais rápido.

Também ao nível do controlo geométrico, este tipo de construção apresenta desvantagens face ao método dos segmentos vazios, uma vez que o rigoroso controlo geométrico exigido, que aumentará a complexidade do já difícil processo de avanço da cofragem, será contraposto com as características de um método que permite a betonagem de um tramo completo, cujo controlo geométrico é facilitado pela utilização do cimbra autolanzável com OPS.

Esta técnica, tal como nos segmentos vazios, também dispensa o escoramento ao solo dispensando também a utilização de cimbras, o que reduzirá os custos iniciais de investimento. Como resultado, estes fatores, quando combinados com o recurso a uma menor quantidade de cofragem e com a possibilidade de executar pontes em curva de raios curtos, tornarão este método difícil de bater quando a obra a construir apresente “grandes” vãos, e um desenvolvimento curto.

2.3. PROCESSOS DE EXECUÇÃO DE TABULEIROS UTILIZANDO PRÉ FABRICAÇÃO

2.3.1. CONSTRUÇÃO DE PONTES COM RECURSO A SEGMENTOS INTEIROS

2.3.1.1 Pressupostos Gerais

O método construtivo com recurso a segmentos inteiros poderá ser apresentado, simplificadamente, como uma “réplica” do método que se estuda ao longo deste trabalho pois, tal como o método dos segmentos vazios, também neste caso se pressupõe uma betonagem integral do tabuleiro com recurso à pré-fabricação. A diferença reside no facto de, nos segmentos inteiros, a betonagem ser realizada ao nível do solo e em “ambiente controlado”, ao invés do que acontece nos segmentos vazios, cujo tabuleiro será betonado em altura, com as respetivas dificuldades de controlo. Obviamente, as particularidades do método modificarão a abordagem estrutural, uma vez que o transporte dos segmentos inerente a um método será contraposto com a descontinuidade de armadura nas juntas no outro. No entanto, estes são métodos com o mesmo objetivo e que têm como fundamento a construção mais rápida e industrializada possível.

A construção com recurso a segmentos inteiros, que normalmente utiliza vãos betonados e pré-esforçados no estaleiro, apresenta um problema de difícil resolução e que se prende fundamentalmente com o transporte dos segmentos. A dimensão e peso de cada um dos segmentos apresenta-se muitas vezes como limite superior do campo de aplicabilidade do método. Vãos maiores apenas serão materializáveis com a divisão do segmento inteiro em troços mais pequenos, como na figura 2.3. que exigirão a colocação de apoios provisórios e o próprio estabelecimento da continuidade em betão, que obrigatoriamente será realizado em altura, reduzindo a eficiência desta tecnologia construtiva. Por estas razões, quanto mais simplificado for o processo construtivo e o respetivo sistema estrutural, mais rápida será a construção e mais próxima esta estará dos fundamentos dos segmentos inteiros.

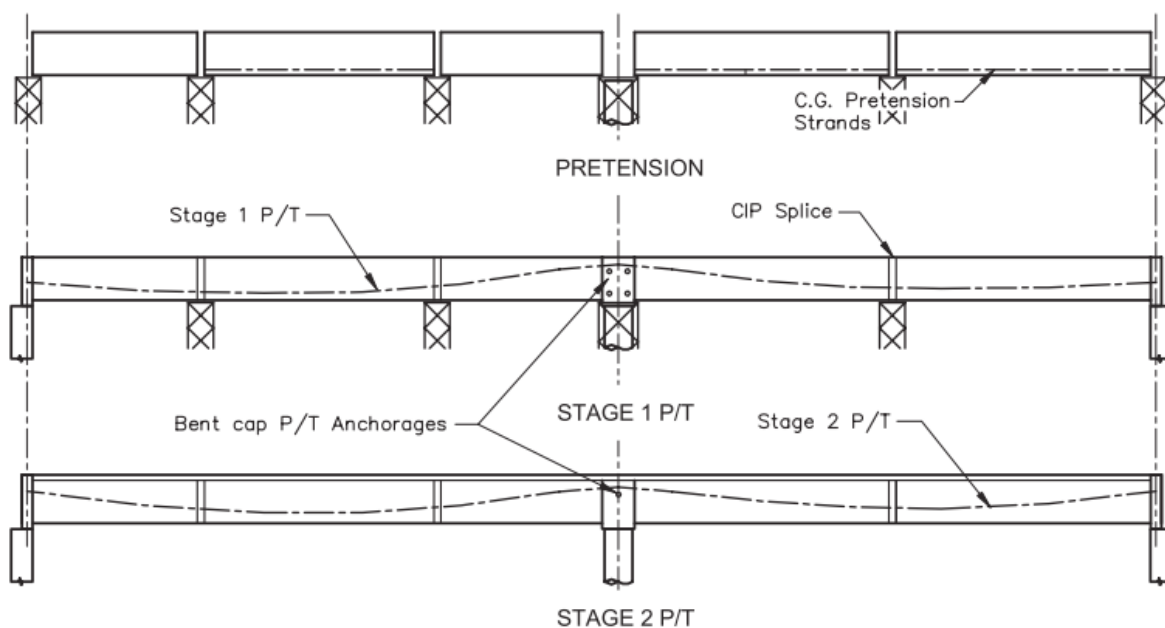


Figura 2.3- Construção com recurso a segmentos inteiros parcelados [12]

Para além dos condicionalismos atrás referidos, estes segmentos utilizam normalmente a pré-tensão interior durante a betonagem e recorrem ao pré-esforço exterior aquando da montagem do segmento. Estas especificidades verificam-se porque as tensões a que está sujeito cada segmento podem variar bruscamente durante a fase de construção. Entre a betonagem, transporte e lançamento, as tensões poderão sofrer alterações que, quando combinadas com as forças dinâmicas inerentes aos equipamentos e respetivo movimento, não permitirão dispensar o estudo detalhado de cada uma das fases construtivas, para que se verifiquem os limites regulamentares [12].

2.3.1.2 Campo de aplicação

Tal como o método dos segmentos vazios, este tipo de construção mostrar-se-á competitiva em obras de grande extensão. Fatores como prazos de execução e elevadas restrições ao nível da interferência na dinâmica de um meio, como por exemplo uma cidade, podem justificar os elevados custos inerentes à maquinaria necessária para movimentar peças de betão armado de grandes dimensões. Tal como se demonstra na figura 2.4, essa redução de interferência com o meio será materializável através da utilização do tabuleiro previamente construído para o transporte dos segmentos.



Figura 2.4 – Construção com recurso a segmentos inteiros [13]

Este será o método a utilizar quando se pretender a diminuição, ao mínimo possível, do impacto e duração da construção, uma vez que, após a betonagem dos pilares, será possível manter um ritmo construtivo de um vão por dia, sendo que uma divisão por troços poderá implicar o aumento deste prazo, mas não haverá processo mais rápido ao nível da materialização do tabuleiro na frente de obra.

Essa rápida materialização ganhará particular relevância no caso de obras sobre cursos de água, uma vez que, como se pode observar na figura 2.5, a construção afastada da costa, ou das margens, não requererá qualquer processo de betonagem e, devido às suas características, esse ambiente poderá ainda facilitar o transporte.

Quando comparado com os segmentos vazios, poderá apresentar vantagens neste campo pois, apesar de exigir a utilização de equipamentos mais complexos e de maior capacidade para a fase de colocação e transporte estas serão as tarefas mais relevantes a executar na frente de obra, podendo reduzir, sob determinadas circunstâncias, a complexidade da obra.



Figura 2.5 – Construção da Ponte Vasco da Gama com recurso a segmentos inteiros [14]

2.3.1.3 Comparação com o Método dos Segmentos Vazios

Sendo os métodos de Segmentos inteiros e de Segmentos vazios muito semelhantes na sua essência, os mesmos apresentam, ao nível da sua materialização, pressupostos muito diferentes. Embora utilizem a pré-fabricação como imagem de marca, o nível de detalhe que cada um dos métodos exige, em cada fase construtiva, varia bruscamente, facilitando, de alguma forma, os processos em certas alturas e dificultando-os noutras.

Repare-se que a velocidade possível de materialização do tabuleiro, utilizando segmentos inteiros, tornam-nos imbatíveis neste campo ao nível da construção de pontes pois, mesmo utilizando os segmentos vazios, será necessário uma semana para executar as tarefas que é possível executar num dia utilizando o método construtivo estudado neste ponto.

No entanto, as operações e as próprias dimensões necessárias para a execução do tabuleiro, através de segmentos inteiros, fazem-no perder muita da competitividade, uma vez que, quando comparado com os segmentos vazios, os recursos necessários aumentam, visto que a necessidade de movimentação torna este método mais complexo.

Repare-se que, para a montagem de cada um dos segmentos, será necessário a montagem de um estaleiro, cuja dimensão e complexidade poderão exigir a sua iniciação dois anos antes do início da construção [Valores BERD]. Quando comparado com os segmentos vazios, que exigirão o recurso a uma linha de montagem para segmentos mais curtos e cujo peso facilitará o seu transporte, a comparação do tempo necessário para a execução da obra será equilibrado. Sobre determinadas condições o método

dos segmentos vazios emergir como o mais rápido do mundo, uma vez que o tempo de construção em estaleiro num caso, será substituído pelo tempo de materialização do tabuleiro no outro.

Para além deste facto, note-se que a materialização do tabuleiro com segmentos inteiros só será possível depois de construídos todos os pilares, uma vez que a sequência só será possível quando os apoios estiverem preparados. Para além desse facto, o tempo do estaleiro e respetivos custos serão maiores quando comparado com os segmentos vazios, estimando-se que, após a construção do terceiro pilar, seja possível iniciar a construção do tabuleiro. Os segmentos inteiros exigirão por sua vez uma grande área de estaleiro para armazenamento dos segmentos, até que seja possível colocá-los em obra, que, aliado à maquinaria necessária para o transporte destes, tornam os custos inerentes à utilização de um cimbre autolançável mais vantajosos.

2.3.2. CONSTRUÇÃO COM RECURSO A ADUELAS TRAMO A TRAMO

2.3.1.1 Pressupostos Gerais

A construção com recurso a Aduelas tramo a tramo poderá ser apresentada como um modelo para o método que se analisa neste trabalho. Basicamente, o método dos segmentos vazios tentará aproveitar as vantagens associadas à utilização de aduelas pré-fabricadas na construção de pontes, tentando reduzir os condicionamentos a estas associadas que levam ao aumento do consumo de material [15], recorrendo à continuidade estrutural.

A construção pelo método dos segmentos vazios poderá ser semelhante ao que se apresenta na figura 2.6, sendo as aduelas substituídas pelos segmentos de maiores dimensões, mas mais leves, na fase de pré-betonagem.



Figura 2.6 – Construção com aduelas pré-fabricadas tramo-a-tramo [13]

Este método utiliza aduelas betonadas no estaleiro, que depois serão elevadas até à cota de projeto recorrendo a lançadeiras, ou cimbres autolancáveis se o vão a vencer assim o justificar. No entanto, como a continuidade entre o betão das aduelas não será uma realidade, esta será materializada através de cabos de pré-esforço, que, ao comprimir as juntas dentadas entre as aduelas, mobilizarão os efeitos de aderência e atrito, conferindo rigidez ao tabuleiro no suporte às ações.

É de salientar que estas aduelas devem ser alvo de um controlo geométrico rigoroso para que o seu encaixe seja perfeito e para que a aproximação ao comportamento de um tabuleiro monolítico seja uma realidade. Como tal, a engenharia de pré-fabricação desenvolveu métodos que consistem nas já referidas linhas de fabrico, cujo exemplo se apresenta na figura 2.7. Estas induzem, na forma segmentada de cada aduela, uma simulação da realidade a que estará sujeita em altura, sendo previsto para tal a própria deformação teórica a que estas estarão sujeitas em carga.

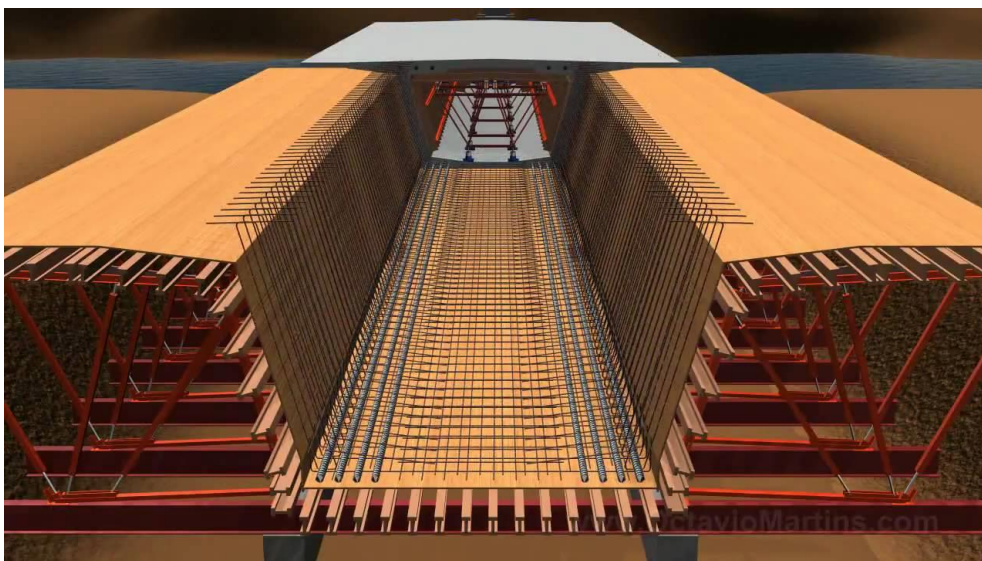


Figura 2.7 – linha produção aduelas pré-fabricadas [16]

Como será possível observar na figura 2.7, os elementos serão betonados contra os previamente fabricados e, basicamente, estas linhas incluem um sistema de suporte, no qual se introduz a armadura e cofragem, para que, posteriormente, seja feita a betonagem. São normalmente utilizados dois tipos de linhas, as linhas curtas que permitem betonar uma aduela, usando como molde a imediatamente anterior, e as linhas longas que permitem simular a rasante inferior ao tabuleiro, permitindo assim que grande parte do tabuleiro seja simulado aquando da betonagem sucessiva das respetivas aduelas. Sugere-se para uma análise mais detalhadas deste tipo de fabrico a leitura do trabalho de Tiago Tarrataca [15].

Essas linhas de montagem poderão ser os modelos construtivos para os segmentos vazios, uma vez que, não ocorrendo a fase de betonagem, todo o processo de construção seria semelhante ao de uma aduela, com as devidas diferenças ao nível da dimensão dos segmentos, sendo as cofragens obrigatoriamente autoportantes.

Como será possível observar na figura 2.8, são utilizados por algumas construtoras segmentos de armadura pré-fabricados que são posteriormente introduzidos no interior das cofragens, nas linhas de montagem. Estes segmentos, envoltos em cofragem e de maior dimensão, redimensionados longitudinalmente para um comprimento da ordem dos 10-12m e com bainhas de pré-esforço no seu interior, apresentar-se-ão como um hipotético modelo de segmento vazio.



Figura 2.8 – Segmento vazio de armadura utilizado na construção de aduelas pré-fabricadas [17]

2.3.1.2 Campo de aplicação

Como esta solução implica a utilização de aduelas pré-fabricadas, que normalmente não atingirão mais de 5 metros de comprimento, é possível o seu transporte, inclusive por via terrestre. Esta será uma das grandes vantagens deste método, pois, em ambientes em que surjam dificuldades para a montagem do estaleiro, dispensará grande parte do trabalho na frente de obra.

Aliado ao menor custo inicial, quando comparado com os segmentos inteiros, este método verá o seu campo de aplicação limitado pelas já referidas características associadas ao cimbra autolançável, que neste momento permite executar obras com vãos até 90m. No entanto, este método perderá competitividade quando comparado com o método dos segmentos vazios, pois, não havendo problemas ao nível da matéria-prima no local e o acesso do betão à obra não seja uma dificuldade, a betonagem monolítica associada aos segmentos vazios não deixará margem para dúvidas aquando do confronto com a escolha do método construtivo a utilizar.

2.3.1.3 Comparação com o Método dos Segmentos Vazios

O método dos segmentos vazios poderá ser apresentado como um substituto natural para este método, caso se verifiquem as condições evocadas no subcapítulo anterior, tais como a facilidade de acesso que possibilite a betonagem, assim como a possibilidade de execução e transporte de segmentos de maiores dimensões. O método dos segmentos vazios tem na sua essência o aproveitamento das qualidades da construção de tabuleiros com aduelas pré-fabricadas, tentando anular de alguma forma os problemas que lhe estão associados devido às descontinuidades, sendo, por essa razão, um método mais eficaz.

Repare-se que, recorrendo a um tabuleiro betonado *in situ*, o controlo geométrico será facilitado, o controlo de tensões na fase de transporte deixa de ser um problema e haverá uma tendência para a redução no consumo de material, devido ao facto de ser possível a materialização da continuidade entre aduelas.

2.3.3. CONSTRUÇÃO POR AVANÇOS SUCESSIVOS RECORRENDO A PRÉ-FABRICAÇÃO

Este tipo de construção não será alvo de um alargado escrutínio, visto que se apresenta como uma fusão de dois métodos construtivos que foram abordados anteriormente. Esta tecnologia apresenta características da construção por aduelas pré-fabricadas e da construção por avanços sucessivos com tabuleiro betonado *in situ*.

Este método será indicado para obras com as características particulares, que justificam uma obra pré-fabricada e que foram discutidas anteriormente.

No entanto, este tipo de construção poderá suscitar a utilização apenas dos segmentos vazios ao invés do método *in situ*.

Embora os segmentos vazios pudessem substituir as aduelas, estes não serão uma alternativa a esta tipologia, uma vez que o pré-tensionamento das aduelas será condição necessária para o avanço da construção em balanço, que, com os segmentos vazios, obrigaria à betonagem individual de cada um dos tramos, fazendo perder a rentabilidade que lhes está associada.

Para além desse facto, seria difícil adaptar os grandes segmentos a estruturas geometricamente complexas, com grandes curvaturas tanto em planta como em perfil, fazendo-os perder parte da sua competitividade.

No entanto o desenvolvimento da industrialização, permitirá o aparecimento de novos métodos construtivos, prevendo-se que, num futuro próximo, seja rentável combinar a construção com avanços sucessivos e o método dos segmentos vazios aplicado tramo a tramo. Como ambos os métodos dependem de uma linha de fabrico, poderá ser rentável utilizar em parte do tabuleiro aduelas pré-fabricadas e no restante o método dos segmentos vazios. Apesar de esta combinação de métodos pressupor o investimento adicional no cimbra, para um vão de 200m, em 100m poderia utilizar-se a tecnologia de avanços sucessivos (50m a partir de cada pilar) com aduelas pré fabricadas, e o fecho dos restantes 100m poderia ser executado com recurso a segmentos vazios.

Como se pode observar na figura 2.9, a maior ponte de avanços sucessivos do mundo, na zona de fecho o declive da rasante ao banzo inferior será menos acentuado, facilitando a introdução de um elemento com dimensões consideráveis como um segmento vazio, que, por essa razão, não será o mais indicado para replicar curvaturas que caracterizam o traçado próximo do apoio. Assim os custos da pré fabricação seria diluídos pelos dois métodos.



Figura 2.9 – Maior vão do mundo construído por avanços sucessivos, Stolma Bridge [18]

3

CASO DE ESTUDO

3.1. INTRODUÇÃO

A interpretação da problemática inerente à construção de tabuleiros de pontes, pelo método dos segmentos vazios, varia desde a sua abrangência à multiplicidade de soluções possíveis e, como tal, será prudente, numa primeira abordagem, balizar objetivos e reduzir a influência externa. Será imperativo nesta fase reduzir a complexidade de análise, para que os problemas se revelem na sua forma mais pura. Não será aconselhável que fatores que impliquem o estudo da não linearidade material ou do seu comportamento viscoelástico sejam introduzidos numa equação por si só complexa, e cujo comportamento mais simples se desconhece. Para atender a estas preocupações optou-se por desenvolver este trabalho sob as linhas mestras de um caso de estudo, cujas características se apresentam nos próximos subcapítulos. Essas propriedades do tabuleiro modelo serviram de base para o cálculo e interpretação da problemática, sendo que este estudo se baseou no alargamento do campo de aplicação das soluções construtivas propostas por Francisco Lopes [19] ao método dos segmentos vazios. Na sua dissertação, o autor citado estudou o impacto do método construtivo no consumo de pré-esforço e, para tal, normalizou, em todos os casos de estudo, a secção transversal e o comprimento de vão, que serão também utilizados neste trabalho.

3.2. GEOMETRIA E SECÇÃO TRANSVERSAL

O método dos segmentos vazios foi patenteado pela BERD como uma solução construtiva para um tabuleiro simplesmente apoiado, podendo ser adicionado numa fase posterior o grau de hiperstaticidade que caracteriza uma estrutura contínua. Dessa forma, considerou-se como irrelevante o número de vãos, relegando o estudo do comportamento contínuo para estudos futuros, ficando até o desafio ao projetista de tentar igualar a dimensão de todos os vãos, para que a construção dos segmentos seja o mais repetitiva possível. Nesse caso o grau de complexidade de construção assume uma curva descendente com o desenrolar da construção, possibilitando uma curva ascendente ao nível do tempo de construção, tendendo para um assintota que representará a construção perfeitamente otimizada.

Nesse sentido, apresenta-se de seguida, na figura 3.1, o perfil longitudinal utilizado, tal como em [19] aquando do estudo da solução simplesmente apoiada, e que apresenta um comprimento total de 75m.

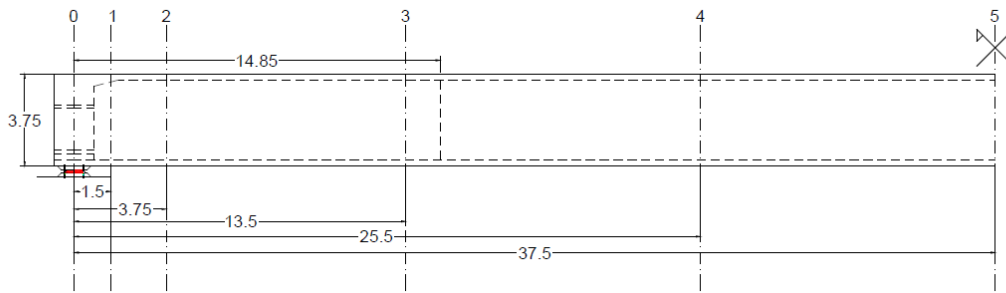


Figura 3.1 – Perfil longitudinal tabuleiro do caso de estudo (H = 3.75 m) [Dimensões em m]

Em relação à secção transversal, utilizou-se o trabalho já referido [19] e, com base nas propostas apresentadas pelo autor, iniciou-se o estudo utilizando a secção com 3.75m de altura que se apresenta na figura 3.2. No entanto, e contrariamente ao que foi estudado por Francisco Lopes, não se assumiu a variação de espessura do banzo inferior, ficando apenas essa transição reservada às almas, variação essa que ocorre desde a secção de apoio, onde assume a forma do traço cheio, até à distância de 14.85m do apoio onde a secção assume a forma apresentada a traço interrompido.

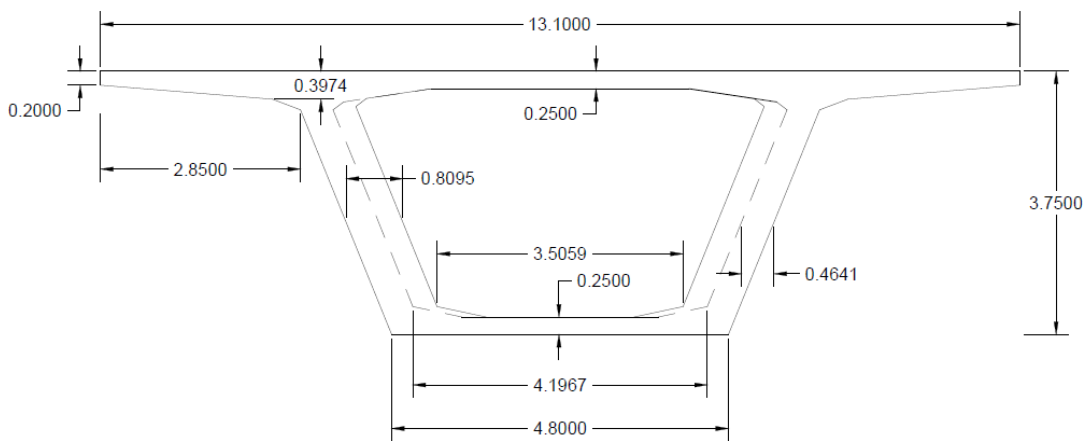


Figura 3.2 – Secção transversal do caso de estudo (H = 3.75 m) [Dimensões em m]

Esta secção modelo que representa em corte, o tabuleiro apresentado em perfil longitudinal na figura 3.1 tem como características geométricas e mecânicas os valores patentes no quadro 3.1. Nesse quadro são apresentadas as propriedades para determinadas secções de controlo, cuja função será oportunamente explicada, e que se encontram representadas na figura 3.1. Estas secções replicam de alguma forma os pontos notáveis do tabuleiro, e no quadro são apresentados os respetivos valores de área, posição do centro de gravidade em relação à fibra superior (Y_g), inércia em relação ao eixo de flexão horizontal e a soma das espessuras das duas almas que, como esperado, apresentam valores dispares e possivelmente terão influência no comportamento estrutural.

Quadro 3.1 – Propriedades mecânicas da secção (H = 3.75 m)

Secção	Área [m ²]	Y _g [m]	Inércia [m ⁴]	b _w [m]
0	10.459	1.4574	18.2914	1.62
1	10.2461	1.447	18.0681	1.549975
2	9.9239	1.4303	17.7256	1.445197
3	8.5427	1.3427	16.1788	0.993165
4	8.3456	1.3276	15.9448	0.928258
5	8.3456	1.3276	15.9448	0.928258

Esta secção, que foi utilizada em [19] para as diversas comparações, conduziu à materialização do aço de pré-esforço que será apresentada nos próximos capítulos. Contudo, durante o desenvolvimento deste trabalho, esse mesmo consumo de armadura suscitou algumas dúvidas e colocou-se em causa o campo de aplicabilidade da secção, situação que será oportunamente retratada. Mas como será neste capítulo que se aborda a temática do caso de estudo, nele devem constar todas as estruturas que serviram de base à análise. Como as possíveis incongruências sugeriram o estudo em paralelo de uma outra secção para validar resultados, optou-se por utilizar uma outra secção que, apesar de todas as semelhanças com a anterior, tem de altura 4,5 m e que se apresenta na figura 3.3.

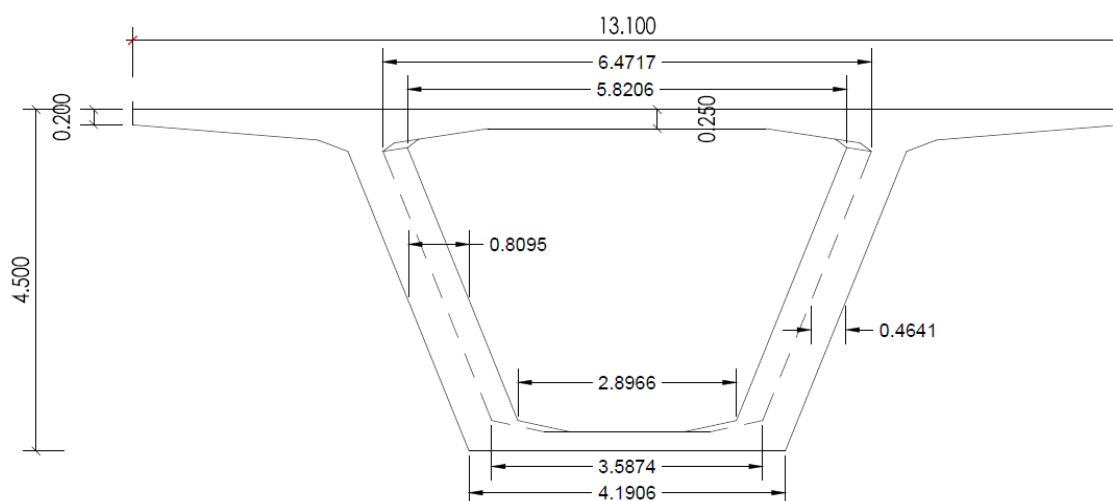


Figura 3.3 – Secção transversal do caso de estudo (H = 4.5 m) [Dimensões em m]

Em relação ao perfil longitudinal, pelas razões anteriormente apontadas, foi necessário introduzir as secções de controlo, sendo que por razões que serão adiante demonstradas, se adicionou uma nova em secção intermédia, com o objetivo de refinar os resultados. As alterações realizadas culminaram no perfil longitudinal apresentado na figura 3.4.

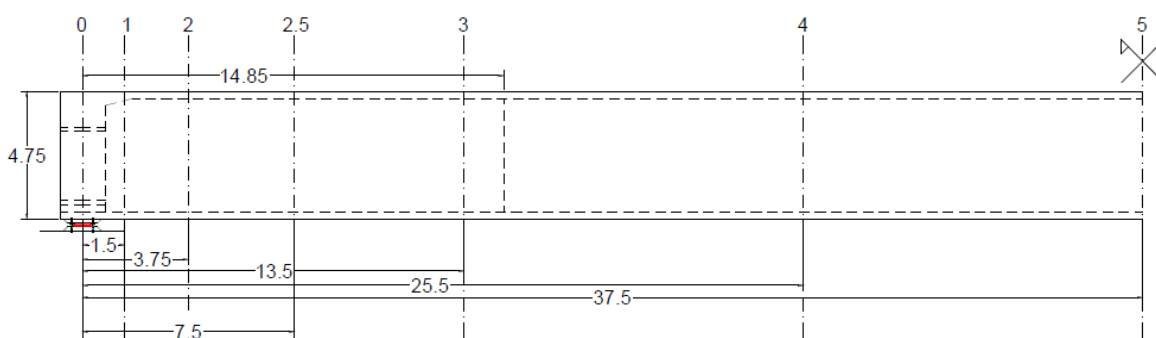


Figura 3.4 – Perfil longitudinal tabuleiro do caso de estudo (H = 4.5 m) [Dimensões em m]

Quando comparado com a secção com perfil transversal mais baixo, o aumento da altura alterou as propriedades da secção, e como tal descrevem-se no quadro 3.2 as características da secção, cujas propriedades apresentadas são as mesmas que podem ser observadas no quadro anterior.

Quadro 3.2 – Propriedades mecânicas da secção (H = 4.5 m)

Secção	Área [m ²]	Y _g [m]	Inércia [m ⁴]	bw [m]
0	11.5209	1.7596	28.1078	1.62
1.5	11.2544	1.7461	27.6916	1.549975
3.75	10.8554	1.7243	27.0601	1.445197
7.5	10.1921	1.6841	25.9852	1.271338
13.5	9.1354	1.6071	24.19	0.993165
25.5	8.8894	1.5864	23.754	0.928258
37.5	8.8894	1.5864	23.754	0.928258

3.3. MATERIAIS

Quanto aos materiais utilizados, procurou-se reproduzir os padrões construtivos típicos da construção moderna de tabuleiros, fabricados em betão armado pré-esforçado. Utilizou-se, assim, o betão C40/50, como armadura passiva, com recurso à resistência do aço B500B, e, como armadura ativa, optou-se pelo usual aço EN10138-3 Y 1860 S7 16mm.

3.3.1. BETÃO C40/50

Neste campo, será importante ressaltar que, pelo facto de não ser objeto de estudo desta dissertação e de a solução adotada ser simplesmente apoiada, os valores utilizados para o comportamento dos materiais, são, como simplificação, os valores dos 28 dias.

Em relação às características do material, apresentam-se no quadro 3.3, os valores presentes no EC2 e que representarão um betão correntemente utilizado na construção de pontes pela comunidade internacional, e que permitiram a execução de todos os cálculos que envolveram este caso de estudo.

Quadro 3.3 – Propriedades do betão utilizado

C40/50	
fck (MPa)	40
fcd (Mpa)	26,67
Ec (GPa)	35
fctm (MPa)	3.5
fctk _{0.05} (Mpa)	2.5
Peso Volúmico (KN/m ³)	25

Como o comportamento do tabuleiro vai ser estudado quer em serviço quer em estado limite último, para melhor aproximar a performance do betão nestas condições, utilizaram-se diferentes diagramas de comportamento do betão aos 28 dias. Esses diagramas são apresentados nas figuras 3.5 e 3.6 e, de todo o seu traçado, atente-se nas relações de tensão em serviço e na capacidade resistente em estado limite último.

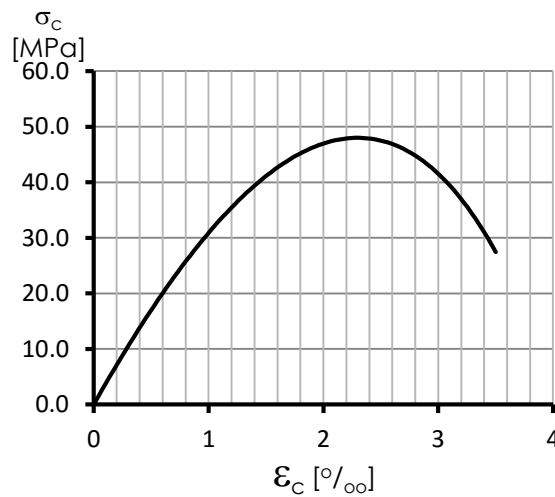


Figura 3.5 - Diagrama de comportamento em serviço do Betão C40/50 (relação tensão-extensão)

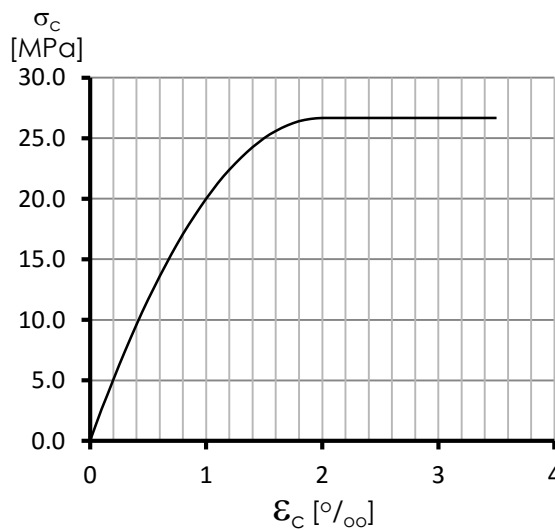


Figura 3.6 - Diagrama de Estado Limite Último do Betão C40/50 (relação tensão-extensão)

3.3.2 AÇO B500B

Como foi referido, a armadura nervurada procurou reproduzir uma solução corrente de armadura e como tal o aço utilizado apresenta as características que são apresentadas no quadro 3.4.

Quadro 3.4 – Propriedades do aço utilizado

B550B	
f_{yk} (MPa)	500
f_{yd} (Mpa)	435
E (GPa)	200

3.3.3 ARMADURA DE PRÉ-ESFORÇO

Em relação ao aço de pré-esforço foi utilizado o já referido “Y1860”, recorrendo à pós-tensão, com as características apresentadas no quadro 3.5. No entanto, e por simplificação dos cálculos, foi admitida uma tensão de cálculo a tempo infinito no aço de 1000 Mpa, ficando assim o autor dispensado do cálculo das perdas inerentes à ação do pré-esforço de pós-tensão, cálculos estes que seriam influenciado por fatores exteriores ao âmbito desta dissertação e que o conservadorismo da tensão assumida permitiram dispensar.

Quadro 3.5 – Propriedades do aço de pré-esforço utilizado

Cabos Pré-Esforço	Y1860S
A_p /cordão	1.5 cm ²
f_{pk} (MPa)	1860
$f_{p0.1k}$ (MPa)	1640
f_{pd} (MPa)	1455.65
E (GPa)	195

Atendendo a estas características e baseado em [19], foi possível materializar o traçado de pré-esforço usando os critérios de pré-dimensionamento que serão explicados aquando do capítulo que aborda a temática dos segmentos vazios, no qual serão apresentados, nas figuras 4.1 e 4.3, o traçado de pré-esforço.

3.4. AÇÕES

3.4.1 INTRODUÇÃO

Esta temática será abrangente, uma vez que as inúmeras combinações de ações exigidas pela regulamentação em vigor poderiam elevar este trabalho para um nível de sofisticação que seria difícil justificar. Como já foi referido, o interesse desta dissertação recaiu única e exclusivamente sobre comportamento estrutural do betão armado pré-esforçado, quando sujeito às condições físicas impostas pelas juntas do método dos segmentos vazios.

Contudo, a possibilidade de estudar uma estrutura simplesmente apoiada permitiu excluir das ações a considerar, todas aquelas que se revelam numa estrutura devido à limitação de deformações e ações como a temperatura, alterações devido à fase construtiva instigadas pelo comportamento viscoelástico do betão perderam completamente a sua preponderância na resposta estrutural. Para além de todas essas, assumiu-se que as ações do cimbra autolancável descarregavam diretamente nos pilares.

No entanto, existem outras ações que carecem de estudo particular e que não foram consideradas pelos fundamentos anteriormente evocados. São exemplos dessas ações o vento, os sismos, as ações ambientais, como a neve ou o gelo, o atrito dos aparelhos de apoio ou circunstâncias acidentais como o choque de veículos ou incêndios, ou até mesmo alguns casos de carga de análise local como é o caso do Load Model 2 do Eurocódigo 1, parte 2.

De todas estas ações que constam no EC1, existem algumas sobre as quais o autor pode defender a sua não consideração, como é o caso do vento e do sismo, uma vez que a função resistente a estas ações pode ser adjudicada aos pilares, embora com as devidas ressalvas. Existem ainda outras que podem efetivamente influenciar alguns dos resultados decorrentes deste trabalho, nomeadamente aquelas que influenciam o dimensionamento local de armaduras ou de alguns casos de carga que maximizam a torção no tabuleiro. Como tal, todos esses estudos dos quais resultam na sua maioria a quantidade de armadura passiva utilizada em cada secção transversal, foram contornados utilizando uma armadura que, atendendo à experiência em projeto dos orientadores deste trabalho, replica de alguma forma um possível cenário nos tabuleiros em caixão. Essa armadura foi disposta nas faces e os ferros de 16mm foram espaçados de 15cm.

3.4.2 CASOS DE CARGA

Feita a apresentação e conhecido o âmbito deste trabalho, será importante referir neste momento a circunstâncias em que foi estudado o tabuleiro, sendo apresentados de seguida, no quadro 3.6, as ações consideradas de acordo com o EC1 e com a sua parte 2, assim como, no quadro 3.7, as suas possíveis combinações de acordo com o EC0 e o seu respetivo anexo A2.

Quadro 3.6 – Ações consideradas para o caso de estudo

Permanentes (G_k)	
Peso Próprio	PP
Pré-Esforço	P
Restantes Cargas Permanetes	RCP
Variáveis (Q_k)	
Sobrecargas Rodoviárias Load Model 1	LM1 (UDL "+" TS)

Quadro 3.7 – Combinações de Ações

Combinação de Ações	
ELU	$1.35*(PP+RCP) "+" P "+" 1.35*(LM1)$
Frequente	$(PP+RCP) "+" P "+" 0.4*UDL "+" 0.75*TS$
Quase-Permanente	$(PP + RCP) "+" P$

Conhecidas as ações e as suas combinações, foi possível avançar com o cálculo dos esforços atuantes no tabuleiro. As especificidades apresentadas por cada uma destas ações apresentavam alguma relevância e para esclarecer qualquer possível dúvida em relação ao cálculo são apresentadas de seguida as componentes consideradas em cada um dos casos de carga.

3.4.2.1 Peso Próprio

Em relação ao peso próprio foi considerado como aproximação, única e exclusivamente, o contributo de cada uma das secções transversais.

Resumindo, traduziu-se os 25 KN/m^3 na única carga atuante, sendo de realçar que a variação da secção transversal (almas) foi refletida no cálculo através da adoção de cargas trapezoidais entre a secção de apoio e a secção a 14,85m do apoio.

3.4.2.2 Restantes Cargas Permanentes

Tal como no peso próprio, foram assumidas pequenas simplificações que se refletem no tipo de cargas consideradas. Neste campo, apenas se considerou o contributo das guardas de segurança (em betão armado) e a ação resultante do pavimento betuminoso.

Estas cargas resultaram numa carga equivalente de aproximadamente 36 KN/m e refletem o contributo, tal como indicado na figura 3.7, dos $12,2 \times 0,08 \text{ (m}^3/\text{m)}$ de betuminoso (24 KN/m^3) e dos $0,5 \text{ m}^3/\text{m}$ de separadores New Jersey.

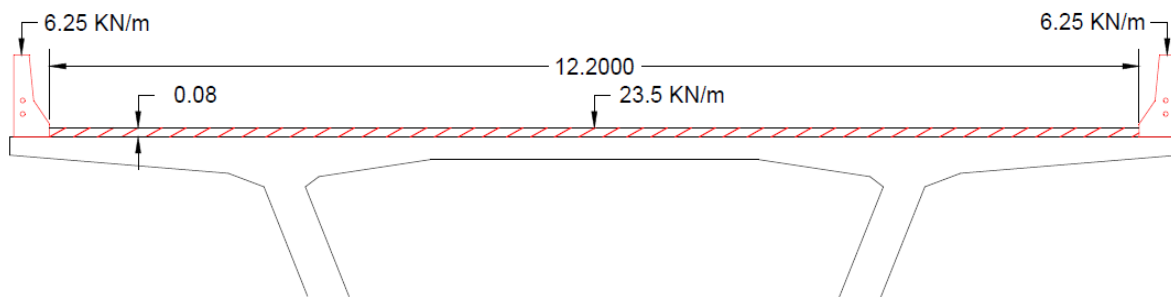


Figura 3.7 – Detalhe das RCP

3.4.2.3 Sobrecargas Rodoviárias

A complexidade da interpretação dos esforços longitudinais com origem nas sobrecargas rodoviárias a que estão sujeitos os elementos estruturais, foi neste trabalho simplificada, uma vez que o tabuleiro será constituído por uma só viga. Como nesta primeira fase os esforços torsionais foram desprezados, toda a análise à variabilidade das cargas na secção transversal tornou-se irrelevante e os dois tipos de carregamento que compõe o Load Model 1 do EC1 parte 2, puderam ser convertidos numa carga distribuída em toda a viga e num par de cargas concentradas que percorressem todo o perfil longitudinal do tramo analisado. Estes dois carregamentos, que são de seguida alvo de escrutínio, pretendem replicar todos os tipos de carregamento a que está sujeita uma ponte rodoviária com o sistema estrutural apresentado.

3.4.2.3.1 Carga Distribuída (UDL- Uniformly Distributed Load)

O Load Model 1 contempla dois tipos de carregamento. O primeiro, que é alvo desta primeira abordagem, pretende replicar o carregamento total da ponte por veículos como o conhecido “Volkswagen Golf” e por veículos de carga como camiões. Como tal, esse carregamento, reproduzido na figura 3.8, consiste na divisão do tabuleiro em “*notational lanes*” de 3m, cujo número máximo depende da largura do tabuleiro, como se demonstra na equação 3.1, sendo a restante zona denominada como “*remaining área*”. Estas “*notational lanes*” serão apenas aplicáveis nas zonas de carga desfavoráveis, sendo que a mais desfavorável (irrelevante no caso em estudo) deve ser carregada com uma carga igual a 9 KN/m², sendo atribuídas às restantes áreas uma carga descendente com um valor de 2,5 KN/m².

$$\text{int} \left(\frac{12.2}{3} \right) = 4 \quad (3.1)$$

Como se poderá observar na figura 3.8, este caso de cargas será constituído por quatro “linhas notáveis” de 3m de largura e por uma faixa com 0,2m que poderá ser definida como “área restante”.

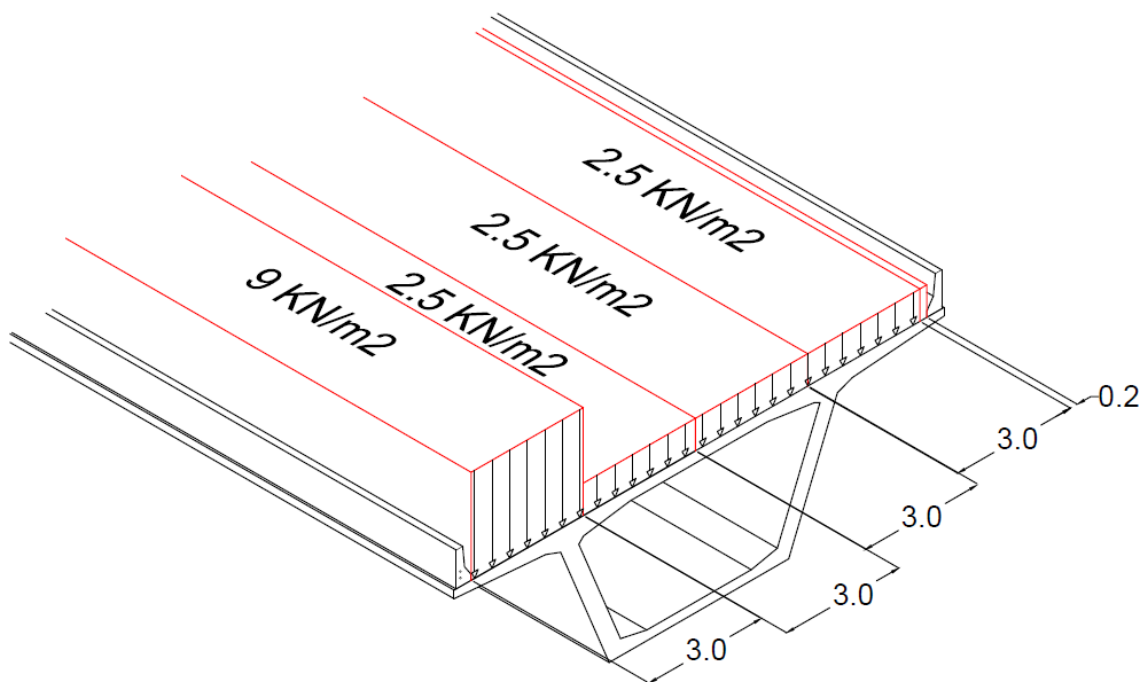


Figura 3.8 – Caso de carga UDL

Como já foi referido, esta carga, por ser irrelevante, foi convertida numa carga de 50 KN/m para o estudo dos esforços longitudinais do tabuleiro.

3.4.2.3.2 Carga concentrada (TS- Tandem System)

Esta ação, combinada com a carga distribuída (UDL), pretende alargar o carregamento a que está sujeita a estrutura a veículos especiais. No fundo, esta ação consiste em considerar a passagem de “n” veículos com dois eixos, em que “n” varia com o número de “notational lines” consideradas e tem um máximo de 3. Este carregamento deve decorrer em função do carregamento que se apresentou em 3.4.2.3.1, e cargas com o maior valor devem carregar as *lanes* mais desfavoráveis.

No caso em estudo o carregamento resultou naquele que é apresentado na figura 3.9.

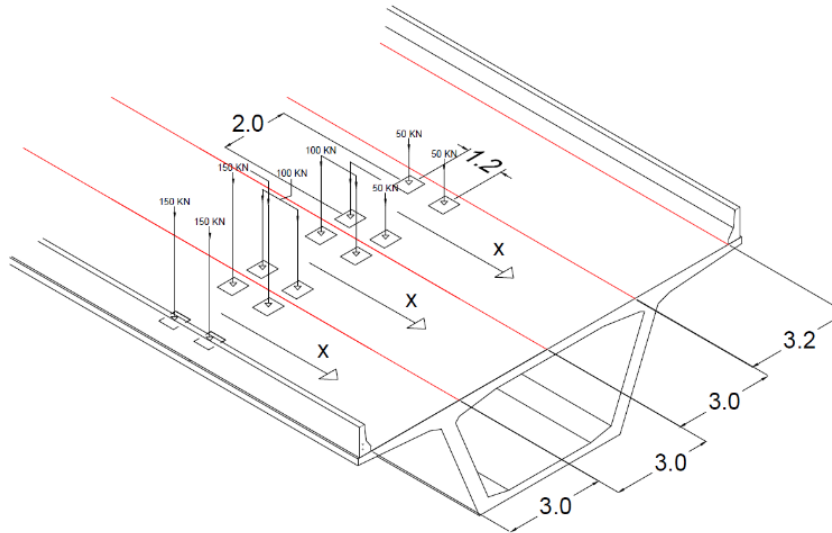


Figura 3.9 – Caso de carga TS

Pelas razões evocadas anteriormente, as cargas concentradas foram convertidas numa só de 1200 kN e tendo o carregamento como base as linhas de influência apresentadas na figura 3.10, em que à esquerda se apresenta a dos momentos em determinado ponto x e á direita a do esforço transverso. Foram tomados como diagramas de esforços a envolvente de esforços resultantes do carregamento individual em cada ponto considerado, isto é, considerou-se como envolvente o esforço máximo, que em cada ponto coincide com a aplicação de uma carga concentrada nesse mesmo local.

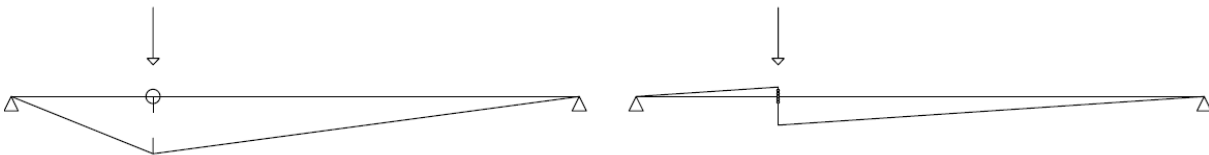


Figura 3.10 – linhas de influência de momentos e esforço transverso, para uma carga concentrada

3.4.3 DIAGRAMAS DE ESFORÇOS

Este subcapítulo surge como o culminar da apresentação do caso de estudo e o seu título reflete todo o seu conteúdo. São então apresentados, de seguida, os diagramas de esforço transversal (figuras 3.11 e 3.13) e os de momentos fletores (figuras 3.12 e 3.14) resultantes da aplicação de todas as cargas supramencionadas para a combinação de dimensionamento em ELU. De ressaltar que como em todo este subcapítulo, serão apresentados os diagramas de esforços para as secções com 3,75, e 4,5 metros de altura.

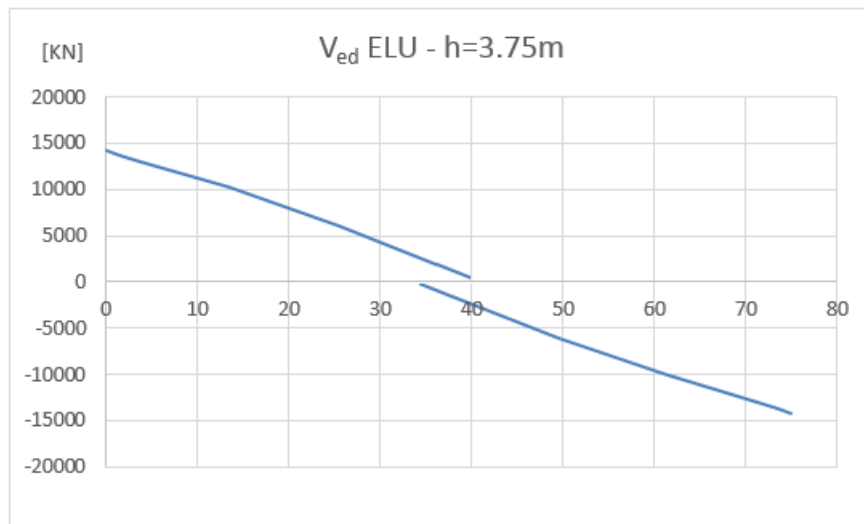


Figura 3.11 – Diagrama esforço transversal ELU [h=3.75m]

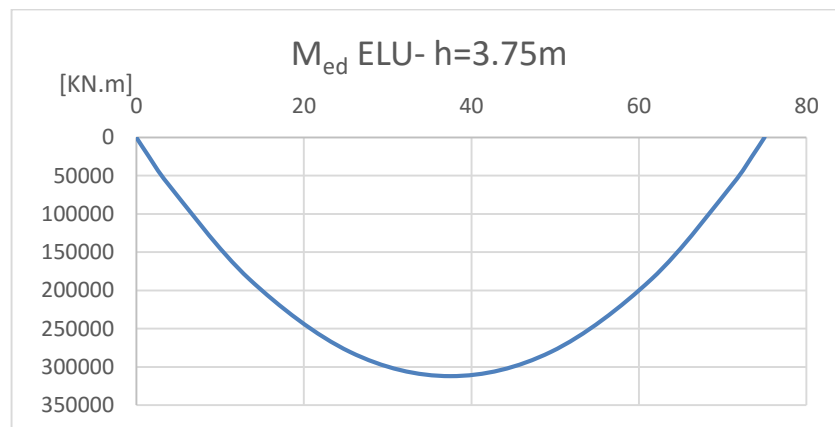


Figura 3.12 – Diagrama de momentos fletores ELU [h=3.75m]

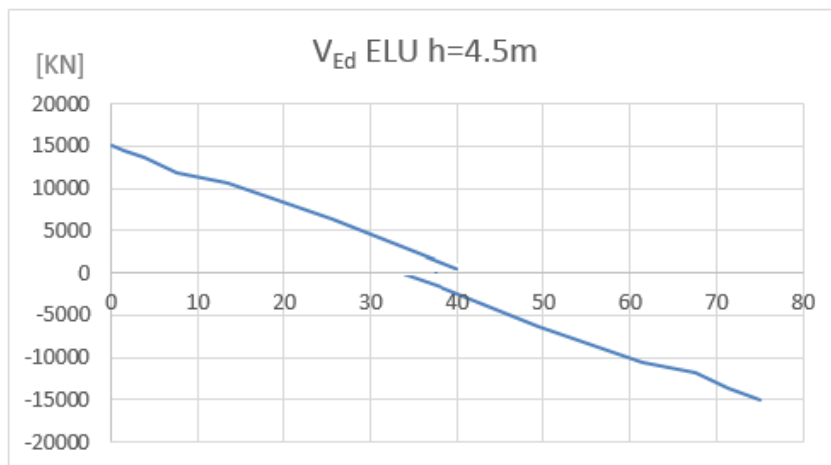


Figura 3.12 – Diagrama esforço transversal ELU [h=4.5m]

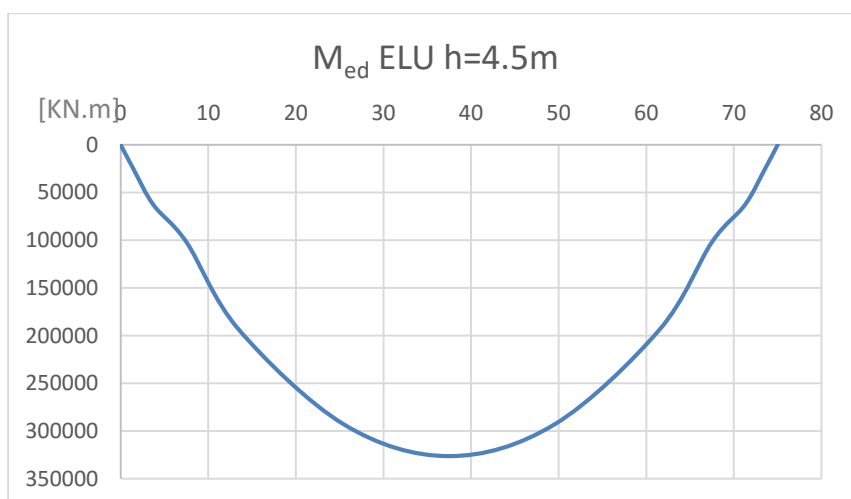


Figura 3.13 – Diagrama momento fletor ELU [h=4.5m]

4

COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DOS “SEGMENTOS VAZIOS”

4.1. INTRODUÇÃO

Neste Capítulo serão apresentadas na teoria, algumas especificidades do dimensionamento de tabuleiro de betão armado pré-esforçado pelo método dos segmentos vazios. E, se uma análise superficial permite identificar diferenças gritantes em comparação com o projeto tradicional, em alguns pontos, como é o caso do pré-dimensionamento do pré-esforço, as semelhanças são variadas, visto ser usual utilizar-se condições de equilíbrio elástico, ao nível da secção, para determinar o traçado ideal das armaduras ativas.

Como tal, este será um capítulo introdutório ao método em estudo onde serão abordadas as primeiras diferenças detetáveis entre o dimensionamento da zona corrente e a zona das juntas, nomeadamente ao nível do comportamento do betão pré-esforçado, armado ou não, e será depois estudada a influência da posição dessas mesmas juntas no comportamento do tabuleiro e no consumo de material.

4.2. TRAÇADO DE PRÉ-ESFORÇO

No que concerne ao dimensionamento do traçado e consumo de pré-esforço, constatou-se que é aceite pela comunidade que, na maioria dos casos, o Estado Limite de Serviço condiciona o dimensionamento. Neste trabalho utilizaram-se limites que constam em alguns regulamentos, como o limite da descompressão na combinação quase permanente, e a limitação da tensão de tração na combinação frequente a $f_{ctk_{0,05}}$ na fibra tracionada. Também as tensões de compressão são limitadas, neste caso a $0.45 f_{ck}$, na combinação quase-permanente no intuito de preservar o betão armado e todos os seus constituintes e garantir a existência de fluência linear que possibilita a análise recorrendo à sobreposição de efeitos

Para além desses limites, devem garantir-se, na fase de aplicação do pré-esforço, as tensões de compressão no betão inferiores a $0.6 f_{ck,j}$ e de tração inferiores a $f_{ctm,j}$. No entanto, estes limites poderão conhecer outros valores após estudos mais aprofundados que se recomendam para estudos futuros. Uma vez que a fase de aplicação do pré-esforço coincide, normalmente, com uma altura em que a estrutura apresenta níveis mínimos de carga, refletindo apenas o peso próprio da viga, podendo surgir

trações na secção do tabuleiro. Como o dimensionamento do pré-esforço depende das cargas permanentes e variáveis, no caso em que estas últimas apresentem particular relevância, como será o caso das pontes ferroviárias, a estrutura na fase de aplicação do pré-esforço poderá apresentar eventualmente uma deformação contrária à expectável em serviço. Nestas circunstâncias o pré-esforço dimensionado para os estados limites de serviço poderá originar problemas irresolúveis na fase de aplicação deste, visto não existir no topo da viga, qualquer tipo de reforço longitudinal de armadura.

No entanto a particularidade dessas juntas em serviço e em regime elástico diminuirá quando comparada com uma secção com armadura passiva longitudinal, uma vez que usualmente se despreza a contribuição da armadura para as propriedades mecânicas da secção. No entanto, a não existência de armadura longitudinal nas juntas será um ponto de interesse, o qual poderá sair do campo de aplicabilidade dos critérios usualmente adotados e anteriormente referidos, sendo por isso alvo de estudo em capítulo próprio.

Assumindo os pressupostos de dimensionamento anteriormente evocados, foi possível a determinação do traçado de pré-esforço, que embora não completamente otimizado na sua vertente económica, cumpre todos os critérios enunciados anteriormente.

Para corroborar o facto de que a procura do melhor traçado não se mostrar relevante neste trabalho, apresenta-se de seguida uma outra potencial especificidade do método construtivo em análise. Esta decorre da resultante do traçado de pré-esforço, uma vez que as bainhas, quando transportadas no segmento vazio, para além da obrigatoriedade de serem ligadas *in situ*, devem apresentar um traçado fácil de fixar e resistente ao movimento. Para tal, pensa-se que procurar a regularidade de um traçado reto em perfil agilizará o processo de construção dos segmentos e o controlo geométrico dos cabos será facilitado. Como se pode observar nas figuras 4.1 e 4.3, acataram-se estas sugestões e utilizaram-se cabos com geometria reta em perfil.

Das condicionantes referidas, surgiram os traçados que se apresentam de seguida nas figuras 4.1 e 4.3, para as duas alturas de tabuleiro em estudo. Esses traçados e quantidades de pré-esforço foram condicionados pelos requisitos de estado limite de serviço e será de ressaltar que, em cada figura, constam o número de cordões que compõe cada cabo, apresentados na forma $a*b$, em que a representa o número de cabos e b o número de cordões de cada cabo. Foram usados dois tipos de cabos, cabos de 19 cordões que são representados a azul, e cabos de 12 que são representados a vermelho.

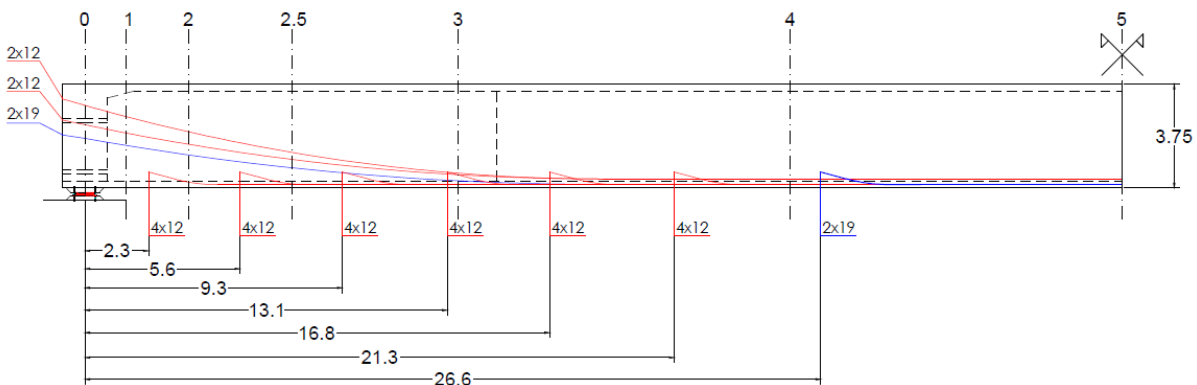


Figura 4.1 – Traçado de pré-esforço [h=3.75m]

Este traçado preenche, na zona mais densa, todo o banzo inferior, como apresentado na figura 4.2 (meio vão), e os cabos serão dispensados no sentido exterior-interior, sendo que os cabos a dispensar em determinada secção serão os mais próximos da alma, ficando assim o banzo inferior com menor concentração de armadura quando a análise transita do meio-vão para o apoio.

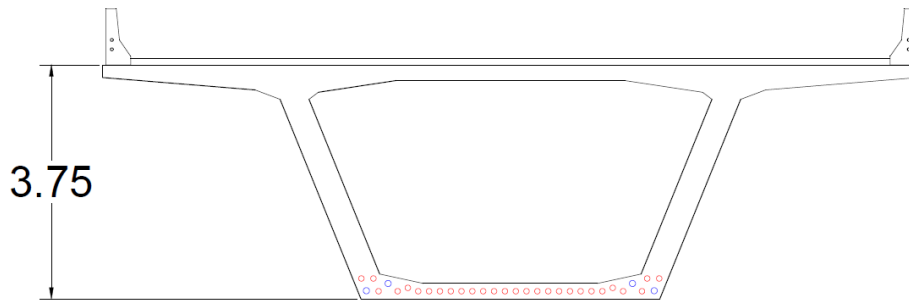


Figura 4.2 - Distribuição da armadura de pré-esforço na secção 5 (junta) - dimensões em [m]

Também a secção com 4,5 metros de altura foi estudada e nela se materializam os cabos apresentados na figura 4.3 e 4.4, que são de seguida apresentados. De notar que, para uma secção mais alta, o consumo de pré-esforço, como expectável, foi menor. No entanto, nesta secção que derivou de estudos posteriores, existe um par de cabos junto ao apoio ancorado na zona inferior da secção. Estes contrariam os fundamentos do traçado de pré-esforço, visto que no apoio o momento é nulo e os esforços resultantes da armadura ativa também deveriam tender para tal, mas, por razões que serão apontados no próximo subcapítulo, optou-se por um traçado que permitisse substituir a armadura exigida pelo regulamento para o “desvio” da biela de compressão no caso da presença de uma junta, e que possivelmente não será transversal ao dimensionamento de tabuleiros em betão armado mas que poderá culminar numa especificidade adicional para o método dos segmentos vazios.

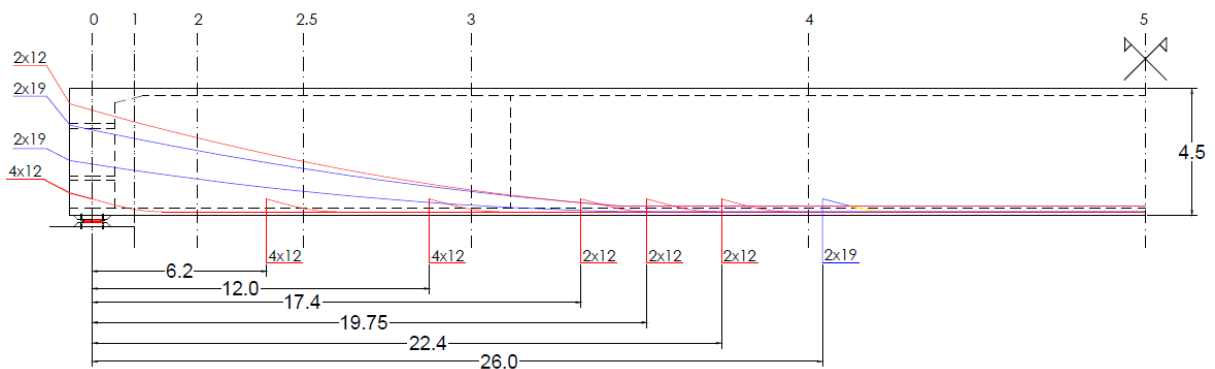


Figura 4.3 – Traçado de pré-esforço [h=4.5m]

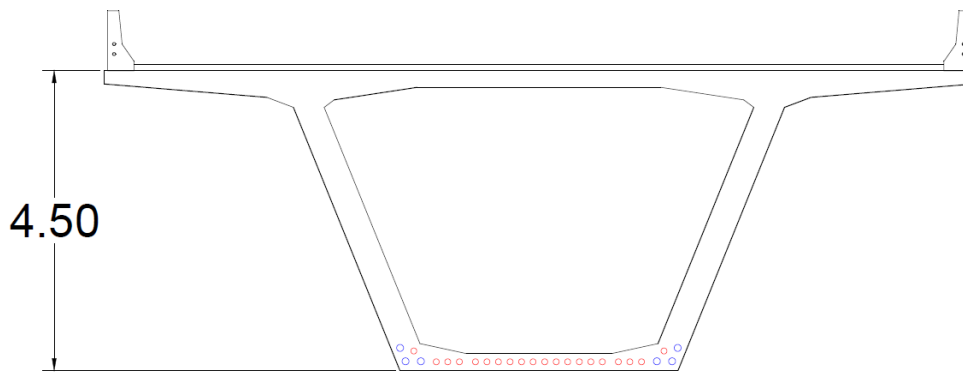


Figura 4.4- Distribuição da armadura de pré-esforço na secção 5 (junta) - dimensões em [m]

Como nota final, será importante referir que este traçado não será alterado ao longo deste trabalho, visto que o objetivo será o de encontrar os estados condicionantes. Um potencial aumento devido a uma especificidade poderia não permitir identificar outras que por verem a quantidade de pré-esforço condicionada por outros fatores que não os usuais, poderiam levar à descaracterização dos resultados.

4.3. JUNTAS ENTRE SEGMENTOS VAZIOS

Esta temática foi o motor deste trabalho, apresentando-se este subcapítulo como a primeira abordagem ao trabalho executado para a resolução dos problemas propostos. Como será óbvio, o trabalho em relação a este método construtivo não ficará concluído com o findar desta dissertação. Procurou-se, no entanto, identificar os problemas, para que os trabalhos futuros sejam guiados sob a alçada de um documento que identifica as especificidades ou que identifica os possíveis problemas, justificando a sua existência.

4.3.1 MODELOS DE ESCORAS E TIRANTES

Como o betão apresenta uma baixa resistência à tração, razão pela qual se utiliza betão armado, no método dos segmentos vazios a armadura de pré-esforço poderia substituir a armadura passiva. No entanto, a aderência entre o aço de pré-esforço e o betão será mais baixa do que quando comparada com aquela que se verifica com a armadura nervurada. Para além desse facto, em vigas altas como o caixão de uma ponte, desenvolvem-se trações devido ao corte, que originam fendas na alma que, por se encontrarem fora da zona de jurisdição da armadura ativa, tornar-se-ão supostamente incontroláveis devido à falta de armadura longitudinal passiva.

Como tal, a primeira abordagem partiu da última ideia anteriormente mencionada e foi inspirada num modo de rotura que se verifica nos dentes das aduelas pré-fabricadas, onde se verifica a rotura vertical do dente após a formação de várias fendas inclinadas sob o alinhamento vertical. Se à luz do comportamento elástico material, a formação de uma fenda vertical nas juntas (tal como nos dentes das aduelas) é uma impossibilidade, uma vez que, na alma, o campo de tensões de tração indica que as tensões principais de tração não se apresentam na horizontal, à luz do comportamento não linear, a

formação dessa pode ser uma realidade. Esta fenda poderá significar a alteração do mecanismo de rotura, sobre o qual será necessário perceber o impacto no dimensionamento.

Na procura da solução, surgiram, através da interpretação do modelo de escoras e tirantes, as figuras que se apresentam de seguida. A “escora” que usualmente se utiliza para representar um campo de tensões de compressão será na sua essência uma multi-escora representativa do campo de tensões. Os trabalhos de Mohr facilitaram a associação das tensões de tração às de compressão, através de uma inclinação relativa de noventa graus. E essa será a justificação pela qual as fendas de corte em situações correntes são inclinadas, uma vez que se desenvolvem trações na direção perpendicular à escora representada na figura 4.5.

As juntas dos segmentos vazios, para além de se apresentarem como uma zona de descontinuidade de armadura, apresentam, como é óbvio, menor resistência. Este facto poderá levar a que a fenda diagonal não seja uma realidade, uma vez que, devido à menor resistência, poderão formar-se previamente várias fendas distribuídas verticalmente ao longo da junta, como se mostra na figura 4.6. Numa análise não linear material, o modo de rotura que pressupões uma fenda diagonal poderia substituído por um modo de rotura vertical que resulta da diminuição de resistência originado pelas várias fendas que se poderão desenvolver na junta.

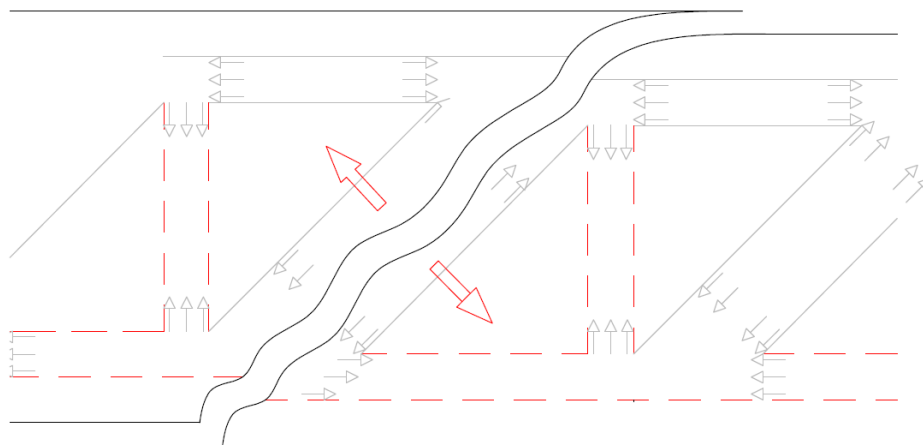


Figura 4.5 - Modelo de escoras e tirantes (trações a vermelho)

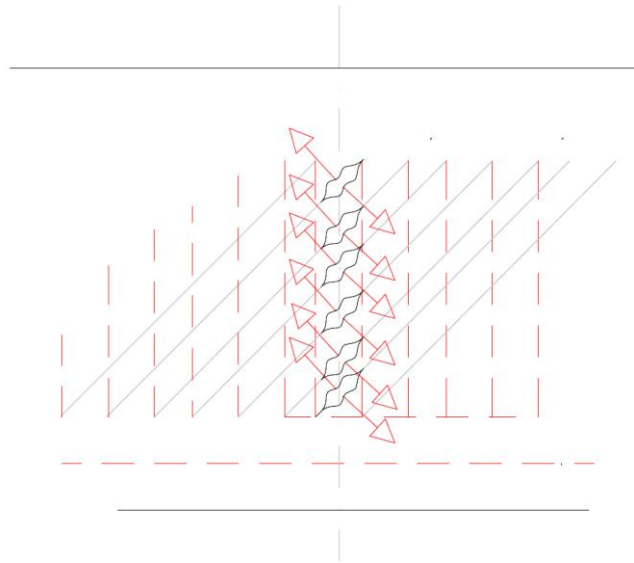


Figura 4.6- representação da potencial zona preferencial de rotura

Após a observação a figura 4.6, a utilização do método em estudo poderia estar comprometida nos modos inicialmente previstos, uma vez que o tabuleiro poderia apresentar uma resistência menor do que a expectável.

No entanto, o modelo apresentado na figura acima, não se desenvolve livremente ao longo da secção transversal. Se for permitida ao autor uma explicação superficial e que poderá não representar transversalmente a realidade, o campo de tensões apresentado que resulta do fenómeno atuante, designado por corte, terá de ser “combinado” com o campo de tensões resultante da flexão, para que se possa obter o campo de tensões resultantes que caracteriza a resposta da estrutura.

Analisando os factos evocados no parágrafo anterior, a “fenda vertical” terá de ser sobreposta ao efeito da flexão. A fenda que se formará na zona inferior, que tem uma grande probabilidade de se formar na zona da junta, ao invés de inclinar, pode desenvolver-se na vertical no sentido do banzo superior.

Numa análise em estado limite último, a fenda, ao aproximar-se do banzo superior, encontrará o campo de compressões resultantes da flexão, e será este o ponto para o qual será expectável a convergência entre o método dos segmentos vazios e uma situação corrente. Nesta zona, a fenda inclinará devido às compressões elevadas, numa direcção aproximadamente igual à de uma zona corrente com armadura longitudinal, como demonstrado em diversos ensaios que são apresentados em [20], onde foram estudadas secções que apresentavam carência de armadura. Tipicamente será possível notar-se os efeitos da falta desta armadura através da fendilhação. No entanto, na zona superior, as fendas mudam a inclinação e procuram a direcção das paralelas ao banzo superior, no sentido de encontrar a perpendicular às tensões de compressão que naquela tendem para a horizontal. Como se demonstrará na figura 4.7, será possível notar que o betão fendilhado apenas tem efeitos na rigidez, pois em termos de resistência á flexão este não é considerado, seja a fenda inclinada ou vertical, e por essa razão a resistência poderá não ser alterada devido a este modelo alternativo de rotura.

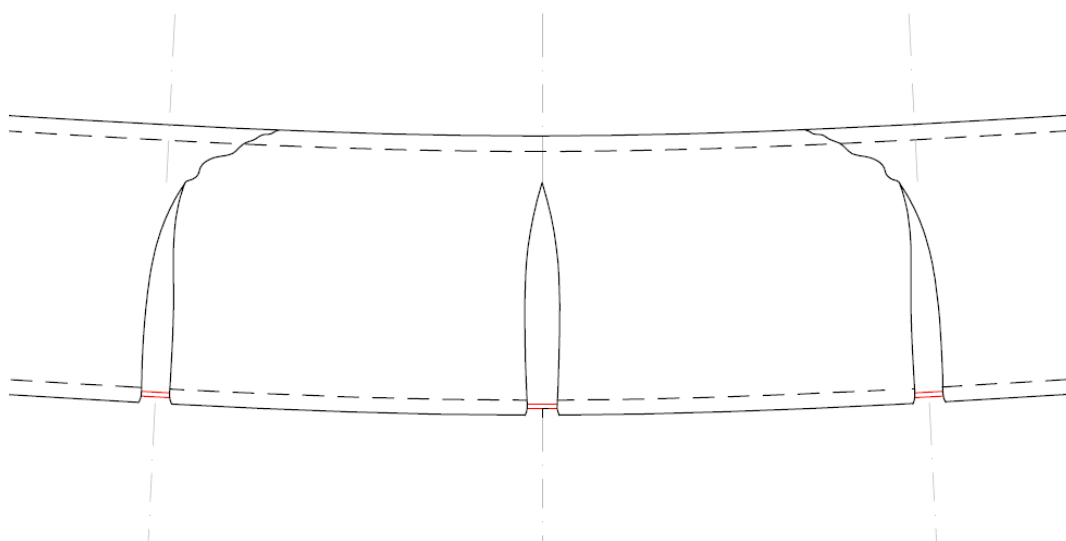


Figura 4.7 – Exemplo do padrão de fendilhação esperado

Da figura 4.7, que representa em escala aumentada as fendas nas juntas será possível notar como a armadura de pré-esforço se apresenta como único elemento de equilíbrio das trações. Descontando o efeito das armaduras de alma para a flexão, as fendas por não apresentarem qualquer tipo de reforço, tenderão para uma abertura maior. Mas como se sabe, este não seria necessariamente um problema uma vez que o betão, devido às suas propriedades, fendilhará. O importante será controlar essa mesma abertura e verificar que esta não excede o limite previsto pelo regulamento. Mas, para tal, desenvolveram-se no capítulo 6 estudos que visaram esta problemática e que em tempo oportuno serão comentados.

Por conseguinte, uma observação crítica colocará imediatamente em causa a situação em que o campo de compressões perde importância. Na verdade, esta questão tem toda a legitimidade podendo ser apontada como uma especificidade adicional ao método dos segmentos vazios, uma vez, quando as compressões perdem importância, pelo equilíbrio do modelo de escoras e tirantes o corte ganha-a e o modelo apresentado na figura 4.6 pode ser o reflexo da secção de uma junta que se encontre próxima do apoio.

Se existisse a possibilidade de recorrer a uma análise não linear material para analisar o efeito da teórica formação das fendas verticais, provavelmente constatar-se-ia que as juntas ficariam reduzidas a pequenos troços de betão entre fendas potenciando um mecanismo de rotura alternativo, que encontrasse energia mínima de rotura entre as fendas que se formem previamente. Como se poderá observar na figura 4.8, o modelo de escoras e tirantes, que caracteriza o modelo de rotura apresentado na figura 4.5, desenvolver-se-á parcial ou totalmente numa secção, facto que invalidará o modelo de cálculo para as armaduras de esforços transversos constantes nos regulamentos.

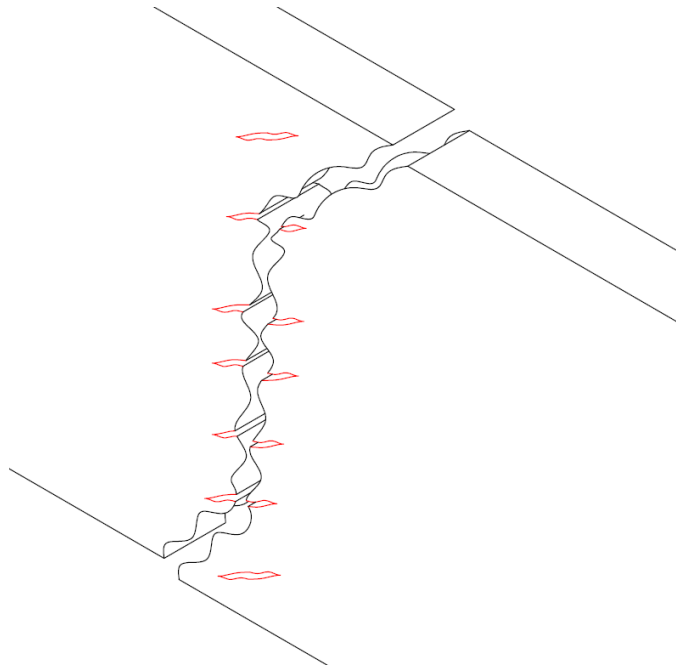


Figura 4.8 – Superfície hipotética de rotura

Validando-se o modelo da figura 4.8, o limite mínimo da resistência ao corte na zona da junta poderá ser calculado em função das expressões regulamentares, que quantificam a aderência entre betões de idades diferentes. No entanto, este limite poderá ser grosseiro e exigirá estudos futuros, uma vez que limitar a resistência de uma estrutura supostamente contínua, à aderência e resistência ao deslizamento mobilizável através da compressão de duas superfícies formadas pela fenda, sem qualquer tipo de armadura, poderá não representar a realidade, para além do facto de influência dos cabos de pré esforço ser de difícil quantificação.

Este problema, cuja legitimidade assenta numa pura base teórica, apresenta-se como uma possibilidade e não como uma realidade, pois não foi possível proceder a uma análise aprofundada. Este modo de rotura não apresenta uma explicação óbvia, pois, como defendia Edgar Cardoso nas suas palestras, as tensões tangenciais que por serem verticais poderiam ser associadas a este modo de rotura, não serão mais do que uma projeção na direção perpendicular ao tabuleiro do campo de tensões real que se desenvolve na estrutura. Como tal este modo de rotura apenas parece plausível sob efeitos não lineares materiais e, para tal, as ideias defendidas por Leonhardt [21] poderão servir de base para o desenvolvimento de estudos futuros. Estas demonstram a influência do posicionamento da armadura na potencial superfície de rotura, uma vez que esta influenciará a direção, cujo trabalho de rotura será mínimo, tal com se apresenta esquematicamente na figura seguinte.

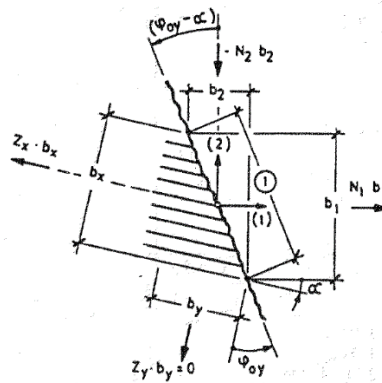


Figura 4.9 – Relação da superfície de ruptura com o posicionamento da armadura [21]

A figura seguinte apresenta um modelo que pretende exemplificar essa perda de resistência através de uma superfície de ruptura vertical. Essa perda de resistência ocorrerá devido à mudança do padrão de fendilhação, uma vez que a teoria apresentada na figura 4.9 pressupõe a existência de dois tipos de fendas. As primeiras dependerão diretamente das tensões principais, e as segundas dependerão do posicionamento da armadura que influenciará a oposição apresentada ao escorregamento. Assim, poderá ser possível que as segundas fendas surjam numa direção propícia ao desenvolvimento de um modo de ruptura vertical, tal como a que se apresenta na figura 4.10, a vermelho.

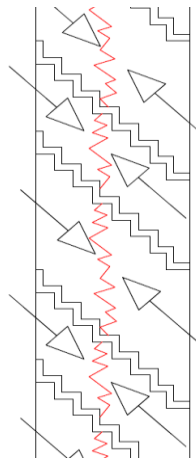


Figura 4.10 - Representação da zona preferencial de ruptura

Na figura 4.10 será possível observar uma secção do tabuleiro, vista de perfil, e coincidente com a zona da junta que, como é sabido, não apresenta qualquer tipo de reforço de armadura. No entanto, apesar de esta se encontrar interrompida e de não se encontrar amarrada nas imediações na junta, será provável que a capacidade redistributiva do betão a mobilize de alguma forma.

Como patente na figura 4.10, o momento da formação das primeiras fendas inclinadas coincidirá com a redistribuição das compressões que se instalam entre elas. A não linearidade material combinada com tensões de aderência e imbricamento, poderão levar ao aparecimento de fendas verticais ou de fendas que facilitem a formação de um mecanismo de ruptura vertical, r influenciado pelo posicionamento da armadura vertical e da horizontal existente na vizinhança.

Infelizmente, não foi possível analisar, neste trabalho, a secção a partir da qual as compressões ganham importância, para que nela se possam instalar os modos de rotura comuns. No entanto, recomenda-se que no dimensionamento, para tentar reduzir este efeito, o primeiro segmento de armaduras se inicie no apoio e seja apenas interrompido quando necessário, isto é, quando se extinguir o comprimento máximo das armaduras disponibilizadas pelo fornecedor (normalmente 12 metros). No caso em estudo, esta solução permitiria que a primeira junta se efetivasse próxima do quinto do vão, que, por experiência empírica transmitida pelos orientadores deste trabalho, será uma zona onde a flexão apresenta alguma relevância numa solução de tabuleiro simplesmente apoiada.

Para verificar o Estado Limite Último, o método apresentado no capítulo 5, baseado no “Modified Compression Field Theory” [22], poderá de certa forma acautelar este tipo de problemas, uma vez que o cálculo da resistência da secção transversal tem em conta as forças de compressão instaladas e tem em conta o facto de, após a fendilhação, o betão se apresentar como um novo material com uma diferente parametrização, possibilitando a quantificação dessas mesmas características resistentes.

Contudo, este método não garante a não ocorrência do modo de rotura vertical, uma vez que assume uma fendilhação uniforme (média), que poderá não ocorrer nas juntas, pois as fendas poderão concentrar-se nelas.

Caso no futuro não seja possível afastar as juntas do apoio e se verifique que o modo de rotura vertical é uma realidade, poderão ser estabelecidas regras empíricas que garantem o controlo da fendilhação em cada uma das secções transversais. Regras como as sugeridas pelos regulamentos para soluções com aduelas pré-fabricadas, que impõem a descompressão nas combinações raras, garantirão o bom comportamento da estrutura. Teoricamente a continuidade estrutural possibilitada pelo método dos segmentos vazios apresentar-se-á como uma melhor solução quando comparada com as aduelas sem continuidade, não podendo descurar-se o estudo do seu campo de aplicabilidade.

Para corroborar a ideia de evitar juntas próximas dos apoios, surge uma outra especificidade física, que embora seja possível anular através do cálculo deve ser tomada em conta no dimensionamento. Essa que é possível identificar na figura 4.11, relaciona-se com as compressões que se verificam na zona de apoio, e com a falta de efetividade da armadura passiva nessa mesma zona. Embora, teoricamente, seja possível escolher as inclinações do arco de compressões (figura 4.11) e do traçado de pré-esforço para que sejam transmitidas exclusivamente ao apoio apenas forças verticais, na opinião do autor, esta via de cálculo é desaconselhável. Repare-se que em todas as situações, o betão ficará sujeito a compressões sem que haja armadura efetiva para as controlar.

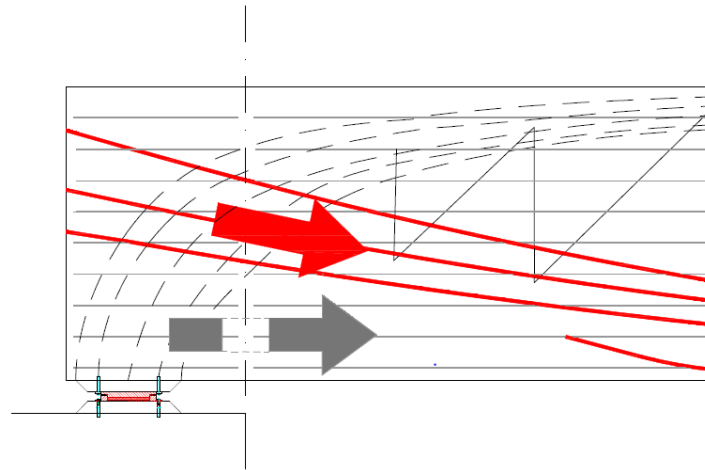


Figura 4.11 - Representação da potencial falta de equilíbrio da escora de “apoio”

Pela figura anteriormente apresentada, depreende-se que uma junta muito próxima do apoio (1.5 m no caso em estudo) não será aconselhável, uma vez que na zona de apoio a armadura passiva (cinza) não apresentará amarração eficaz, o que tornará impossível o equilíbrio/desvio do modelo de escoras e tirantes.

Se a armadura passiva longitudinal não “existe” e a armadura de pré-esforço (a vermelha) se encontra a meia altura da seção transversal, tendo em vista um dimensionamento ideal, o apoio das cargas se faça através de apoio direto e através da compressão de betão “não armado”.

Por essa razão, na seção com 4.5m de altura, optou-se por ancorar um dos cabos na zona inferior da seção de apoio para possibilitar precisamente este equilíbrio, sendo que este poderá ser dispensável assim que a primeira junta esteja suficientemente afastada do apoio e permita a correta amarração das armaduras e desvio das escoras de compressão, permitindo assim a mobilização da totalidade da seção.

4.3.2 POSICIONAMENTO DAS JUNTAS

4.3.2.1 Resistência

Após identificar algumas das condicionantes inerentes ao método no subcapítulo anterior, nomeadamente ao nível do posicionamento das juntas, será oportuno introduzir uma temática, que poderá guiar o método construtivo em estudo no sentido da economia construtiva. Essa ideia prende-se com a análise da resistência do tabuleiro, pois os esforços de flexão numa peça apresentam uma variação não linear e transitória que, contrariamente ao diagrama resistente caracterizado por um traçado de patamares, permitirá tirar partido das zonas com maior folga resistente

Esse diagrama por trechos tem uma explicação simples e está diretamente interligado com a armadura longitudinal e a sua dispensa, e, mesmo esta sendo muito precisa no sentido de aproximar os diagramas de esforços atuantes, existirão sempre zonas com maior e menor folga resistente, como se demonstra na figura 4.10.

Apesar de a experiência transmitida pelos orientadores desta dissertação indicar que na maioria dos casos, o consumo de armadura de pré-esforço, quando dimensionado ao Estado Limite de Serviço, será

suficiente para verificar o Estado Limite Último, no caso dos segmentos vazios, a inexistência de armadura passiva poderá levantar algumas dúvidas e que serão estudadas em capítulo próprio. No entanto, será expectável que quanto melhor for aproveitada a reserva da resistência proporcionada pelas transições bruscas do diagrama, menor tendência haverá para o aparecimento de problemas nos próximos capítulos, para além da possibilidade de serem aproveitadas as maiores concertações de tensões junto às ancoragens para “coser” as juntas, que são precisamente as causas dessas transições.

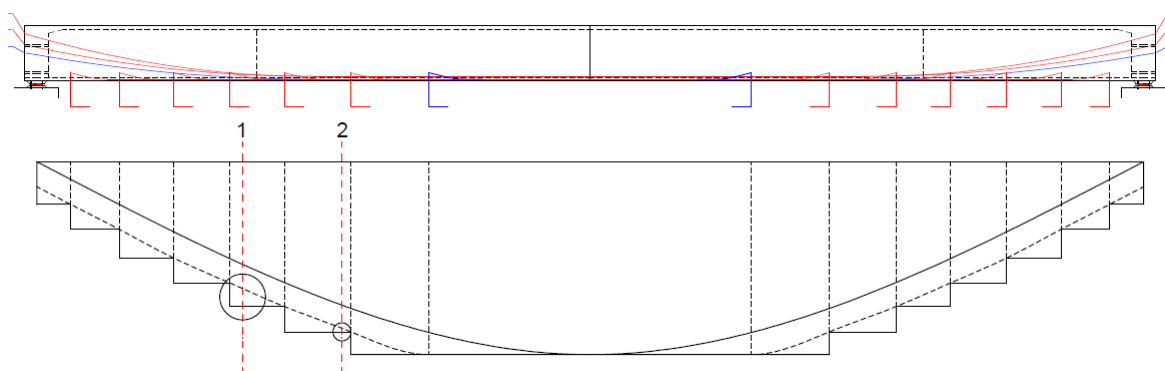


Figura 4.12 – Exemplo de diagrama resistente vs atuante

O diagrama da figura 4.12, representaria uma situação corrente de dimensionamento em estado limite último do tabuleiro em estudo, em que o pré-esforço será considerado única e exclusivamente como um elemento resistente passivo, e o acréscimo de tensão, devido ao esforço de corte, se for permitida a simplificação ao autor, será representada pela translação do diagrama de momentos. Se forem retiradas as armaduras longitudinais passivas, situação que ocorre nas juntas, o diagrama em escada tenderá a diminuir, uma vez que, por razões óbvias, observar-se-á perda de resistência. Nesse caso, haverá a possibilidade de se verificar superioridade dos esforços atuantes em relação aos resistentes, facto que combinado com a falta de prudência e reflexão na escolha da junta poderá levar a um aumento desnecessário de armadura de pré-esforço.

Atentando-se nos números 1 e 2 da figura 4.12, indicativos de uma junta em boa e má posição respetivamente, facilmente se depreende que a posição ideal para a colocação da junta seria o mais próximo possível da dispensa de algum dos elementos de armadura ativa. Como é possível observar, em 1 ocorre a maior diferença entre o traçado representante de resistência e o das forças atuantes assinalada por uma circunferência.

Em termos construtivos, a dispensa dos cabos requer a utilização blister e não será ideal dividir um blister por uma junta, uma vez que o controlo geométrico de uma peça tão específica e de pequenas dimensões seria difícil, para além das dificuldades inerentes ao nível da emenda das bainhas. Como tal esta distância será o limite mínimo para a distância de uma junta à ancoragem.

No entanto as tensões na zona de ancoragem poderão alterar este limite mínimo, pois sob forças de compressão elevadas as secções não se mantêm planas sofrendo naquela zona uma fluência diferenciada. Surgirão ainda trações na zona anterior à ancoragem e como tal as tensões não podem ser avaliadas nesta zona com um modelo de viga. Sugere-se, por isso, que a colocação de todas as juntas, mesmo que tal implique o prolongamento de alguns cabos de pré-esforço, seja feita numa zona de tensões regularizadas, permitindo a existência de armadura passiva nas zonas hipoteticamente problemáticas.

4.3.2.2 Método Simplificado

Após a leitura do subcapítulo anterior, este surgirá naturalmente e como uma consequência, uma vez que o método apresentado neste capítulo não será mais do que a tentativa de percepção das diferenças de resistência abordadas anteriormente, recorrendo à análise de tensões da estrutura sujeitas às condições implicadas pelo estado limite de serviço.

Como já foi referido, utilizam-se, correntemente, para verificar este estado limite, as condições de descompressão na combinação quase permanente e a condição de não fendilhação para a frequente. Após a análise destas imposições e das figuras 4.13 e 4.14, facilmente se verificará a existência de pontos críticos, que obrigam a que pontos na sua vizinhança cumpram largamente estes critérios para que esses mesmos possam cumprir as condições impostas. São estes pontos específicos que ditam a “entrada ao serviço” das forças ativas devidas ao pré-esforço e, como já foi referido, será antes da dispensa de cabos de pré-esforço onde existirá a maior folga resistente. Se se assumir nesta fase o limite mínimo de posicionamento como o comprimento do blister, poderá encontrar-se um método simplificado que utilizando critérios de serviço conduzirão à escolha das zonas ideais para as juntas. Para exemplificar esta “teoria” apresentam-se de seguida os já referidos diagramas de tensões. Neste caso para um dos casos de estudo, o de 4,5 m. Justificada com a simetria, optou-se por apresentar nas figuras 4.13 e 4.14, apenas metade do tabuleiro do apoio até à secção de meio vão.

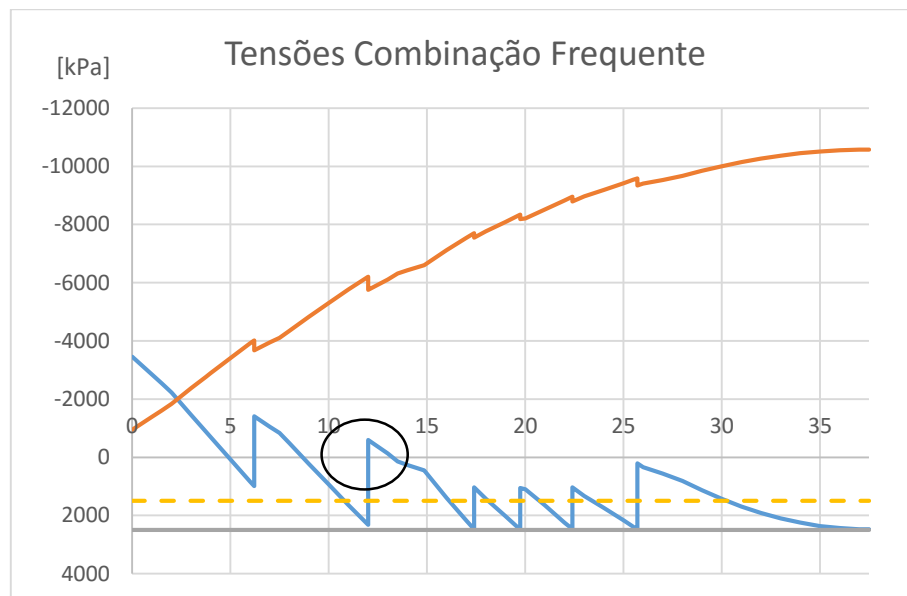


Figura 4.13 – método simplificado – Combinação Freqüente [H=4.5m]

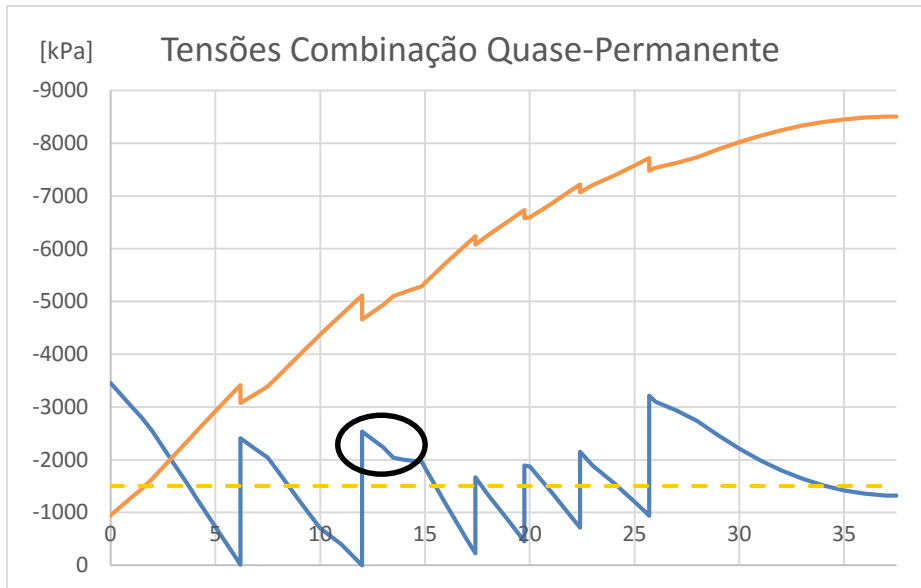


Figura 4.14 - método simplificado – Combinação quase-permanente [H=4.5m]

Como será possível observar nas figuras 4.13 e 4.14 anteriormente apresentadas, em que o laranja representa as tensões na fibra superior e o azul as tensões nas fibras inferiores, escolhendo alguns critérios apresentados a traço interrompido, será possível identificar algumas zonas que, sendo comuns às duas figuras, cumprem as condições de “boa junta”. De todas essas zonas, destaca-se a título exemplificativo, uma delas utilizando para tal uma circunferência.

Os diagramas anteriormente apresentados, que coincidem com os resultantes do dimensionamento da armadura do pré-esforço, demonstram na combinação quase permanente a verificação do estado limite de descompressão e na frequente uma tensão nunca superior a 2,5 MPa ($f_{ctk,0,05}$). Depois de utilizados estes diagramas para o efeito inicialmente previsto, será possível através da já referida imposição de novos limites, prever quais os locais que apresentarão maior folga resistente, e que conduzirão ao dimensionamento mais eficiente. Claro está que será sempre melhor aproximá-las do fim de um dos cabos de armadura ativa, mas é tão ou mais importante que os segmentos apresentem as mesmas dimensões para que se aumente o ritmo construtivo. Como tal no processo da escolha das interrupções deve procurar-se uma dimensão que permita que as juntas respeitem as condições empíricas abordadas neste subcapítulo. No entanto os segmentos devem apresentar a maior dimensão possível, e será aconselhável que sempre que se encontrem dificuldades de convergência se aumente o desenvolvimento dos cabos, no sentido de procurar a melhor solução. Neste sentido o método simplificado poderá ser utilizado para definir à partida o posicionamento e comprimento dos cabos de pré-esforço.

4.3.2.3 Escolha das Juntas

No caso em estudo, todas estas condicionantes pesaram na escolha das já apresentadas secções de controlo e que não são mais do que zonas onde seria interessante perceber o efeito da interrupção da armadura horizontal passiva. Estas zonas foram pensadas utilizando os critérios supra mencionados, como favoráveis e também como desfavoráveis para a colocação de juntas, para que fosse possível perceber o efeito no cálculo do seu posicionamento.

Como se poderá reparar na figura 4.15, que representa o tabuleiro em estudo com 3,75 metros de altura, a escolha das juntas tende para a otimização do comprimento de 12 metros para os segmentos vazios

que, como já referido, será o comprimento máximo disponível de armadura nervurada. Esta solução mostrou-se interessante pois permitiria estudar o perfil longitudinal em áreas com interesses particulares, como secções sujeitas unicamente á flexão, e permitiu que fossem colocadas juntas em zonas onde apenas o corte está presente, como é o caso da secção 1 que, devido aos fenómenos do apoio direto, obrigou à introdução da secção 2. Por outro lado, permitiu perceber quais os efeitos práticos das advertências que foram feitas anteriormente relativamente ao posicionamento de juntas próximas dos apoios. A escolha permitiu, para além disso, combinar os dois efeitos que foram anteriormente mencionados, como o corte e a flexão nas secções 3 e 4 e, ainda, como se mostra na figura 4.15, permitiu que estas duas últimas fossem secções interessantes para a verificação do método simplificado, pois a 3 encontra-se próxima de um maciço de ancoragem e a 4 não cumpre os critérios aconselhados aquando da apresentação do método, podendo ser classificada como uma zona desfavorável.

Nesta fase poderá concluir-se que a distribuição de juntas não está otimizada e numa situação de projeto deveria procurar-se uma outra distribuição, mas mantendo o comprimento de 12 metros, e se necessário prolongar os cabos de pré esforço existentes.

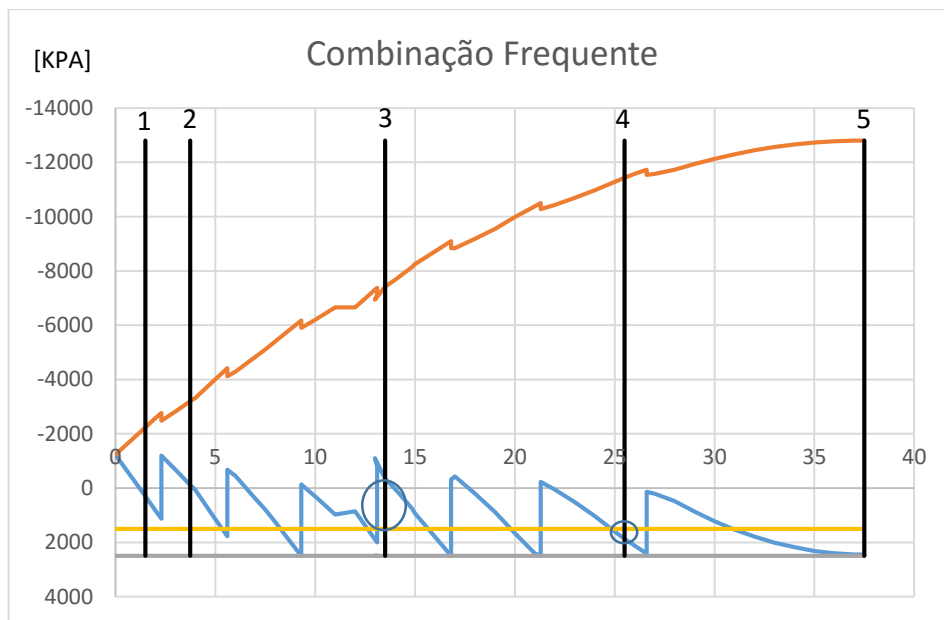


Figura 4.15 – Representação da “folga” nas juntas [H=3.75m]

Da figura anterior será de ressaltar apenas que esta apresenta a mesma formatação das figuras 4.13 e 4.14. Simplificadamente, serve o gráfico supra apresentado para ilustrar o posicionamento das juntas face ao critério apresentado no subcapítulo anterior.

Em relação à secção com 4,5 metros de altura, o procedimento utilizado para a escolha das secções baseou-se exatamente nos mesmos pressupostos, ficando de igual modo a secção 3 como favorável e a 4 como desfavorável. De ressaltar que como a secção de 4,5 metros decorreu de estudos posteriores à de 3,75 metros optou-se por introduzir uma nova secção de controlo, a secção 2,5, para refinar os estudos ao nível da secção transversal. Naquela zona são as tensões devido ao corte as relevantes, mas na qual a flexão não perdeu completamente a sua relevância, ficando assim esse segundo estudo com uma secção adicional que apresenta características particulares e que poderiam alterar as conclusões deste trabalho.

5

ESTADO LIMITE ÚLTIMO

5.1. INTRODUÇÃO

O estudo da resistência de um tabuleiro em betão armado pré-esforçado estará diretamente ligado à percepção da sua capacidade de deformação sem que ocorra a rotura total ou parcial do seu esquema estrutural. A rotura tem como significado a perda de utilidade de um qualquer elemento de betão armado.

Em elementos com um elevado nível de hiperestaticidade, será possível explorar a capacidade que o betão apresenta de redistribuição dos esforços, da qual resultem “roturas/plastificações” localizadas. Nas pontes essa análise assumirá contornos mais delicados, pois, como se compreenderá, quanto mais simplificado for o esquema estrutural, menor será a sua capacidade de redistribuição. A tendência para tirar partido da plastificação das secções conhecerá uma curva descendente que tende para zero numa solução simplesmente apoiada. Embora em muitos casos, como por exemplo numa situação de sismo, esta plastificação possa ser colocada ao serviço da engenharia, os tabuleiros devido às suas características particulares, exigem maior detalhe e engenho para que o dimensionamento atinja a validade economicista.

O Estado Limite Último não será mais do que a materialização destas noções na legislação em vigor. No entanto, quando o material utilizado na construção for o betão armado, entra na equação a sua heterogeneidade, que estatisticamente faz variar as suas propriedades resistentes em amplitudes consideráveis e que são a base da explicação da utilização dos coeficientes de segurança dos materiais. Estes visam garantir que todo o material utilizado nunca apresente resistência inferior à considerada, reduzindo assim a probabilidade de afetação da resistência devido aos diversos erros possíveis, como por exemplo os de conceção ou o humano.

Indo ao encontro deste último paragrafo, este estado limite prevê ainda falhas na percepção da utilização e da construção e também as ações são majoradas no sentido de encaminhar o dimensionamento para a segurança. Foi com base nestes pressupostos que se chegou aos diagramas de esforços que se apresentaram no final do capítulo 3.

No método dos segmentos vazios, as verificações partem dos mesmos pressupostos do que os considerados no dimensionamento de uma secção corrente e as verificações teoricamente terão a mesma base, pois a legislação deve ser cumprida. No entanto, deve perceber-se que em termos conceptuais algumas verificações, como o corte, assumem um “modelo de escoras e tirantes” celebrizado por Morsch, que, como já se demonstrou, pode ser modificado no método dos segmentos vazios. Os modelos assentam num “bom comportamento” do betão armado, cujo controlo de extensões deve ser efetivado por armadura nervurada.

Assim sendo, procuraram-se alternativas que integrassem esta componente no cálculo e procedeu-se à verificação recorrendo a regulamentos que pudessem incluir o estado de extensão nos seus fundamentos, mas como é sabido, novos problemas sugerem novas abordagens.

5.2. RESISTÊNCIA AO ESFORÇO TRANSVERSO

5.2.1 MC2010

5.2.1.1 A escolha do *MODEL CODE 2010*

No método construtivo dos segmentos vazios, a resistência ao esforço transversal não deve ser estudada como um processo automático de cálculo, mas deve ter-se em conta o facto de as juntas entre módulos de armaduras apenas serem atravessadas por armadura de pré-esforço, ficando esta como a única e exclusiva responsável pelo equilíbrio do “modelo de escoras e tirantes” já referido, que se desenvolve ao longo do tabuleiro/viga.

Como se sabe, as tensões principais decorrentes das forças de corte assumem maior importância na zona da alma da viga e, nas juntas, essa será precisamente a zona onde não existirá armadura longitudinal. Este facto deve ser, por isso, alvo de reflexão, uma vez que as recomendações do Eurocódigo2 não consideram o estado de tensão instalado no betão para a análise do esforço de corte. As suas verificações balizam as possíveis inclinações das escoras considerando os critérios de esmagamento do betão, sendo que no caso em estudo o consumo de armadura vertical seria o mesmo considerando ou não as juntas. No modelo estrutural que se prevê para os segmentos vazios, o betão poderá assumir uma particular importância na parcela resistente, pois, na zona em que a escora atravessa a junta, este poderá ser o único meio de equilíbrio dos esforços naquela zona.

Esta situação, que através de uma análise superficial parece evidenciar um dimensionamento pelo lado da segurança, após uma análise mais aprofundada coloca algumas dúvidas sobre os métodos correntemente utilizados. Ao utilizar o *MC2010* e analisando as extensões da secção transversal, procura-se perceber que contribuição tem o betão para a resistência ao esforço transversal, uma vez que as extensões são um reflexo direto da inclinação das escoras de compressão que “transportam” as forças de corte para o apoio.

Como tal, a solução encontrada para o cálculo foram as sugestões propostas pelo já referido *Model Code 2010* da *FIB*, que têm em conta o estado de extensão em cada uma das secções transversais e utiliza-as para limitar os esforços nos elementos estruturais através da limitação da inclinação das escoras. Esta abordagem, baseada no *Simplified Modified Compression Field Theory* [22], diferencia-se pelo facto de considerar que o betão fendilhado sujeito a compressão apresenta resistência às trações devido ao corte, já que o plano de rotura será claramente influenciado pela dificuldade de escorregamento entre o betão nas fendas.

Essa abordagem inspirada no *Modified Compression Field Theory* [21], e que se encontra detalhada em [23], tem em conta o efeito de “*tension stiffening*” decorrente da aderência entre o aço e o betão e será baseada numa direção de fendas que introduz nos cálculos a influência do plano de rotura e o contributo que o “*aggregate interlocking*” possa ter neste.

Como tal, este regulamento permitirá perceber qual o impacto da falta de continuidade de armadura na zona das juntas, sendo importante ressaltar que este poderá não ser válido em juntas próximas do apoio.

Como se referiu este modelo assume uma extensão média que pressupõe uma distribuição equitativa das fendas no tabuleiro, que poderá não acontecer se existir se houver uma concentração destas nas juntas.

Conhecidos os factos, as conclusões serão materializadas nos resultados obtidos. No entanto, será importante esclarecer que apesar de não ser objetivo desta dissertação, a comparação do *MC2010* com o Eurocódigo 2 tornou-se inevitável, uma vez que foi importante perceber o quão relevante será usar um código que tem em conta a resistência do Betão para o esforço transversal.

5.2.1.2 O cálculo de extensões

Este regulamento tem como a base da verificação ao esforço transversal o cálculo das extensões, o que permitirá a este diferenciar-se, pois, através das condições de compatibilidade definidas em [22], surgirá a possibilidade de extrapolar o campo de tensões.

O *MC2010* apresenta uma sugestão de cálculo simplificado, que se baseia no cálculo da força instalada a meia altura do braço efetivo, assumindo para esta metade do valor do que se verifica no banzo inferior (T). Essa força, cujo cálculo será apresentado na equação 5.1, permitirá assumir um modelo simplificado em que se assume tensão zero no centro de gravidade do “bolbo” de tensões de compressão e assume um crescimento linear até ao centro de trações localizado no banzo inferior.

$$T = \frac{M}{z} + \frac{V}{2} \cot(a) + N * \left(\frac{1}{2} \pm \frac{\Delta e}{z} \right) \quad (5.1)$$

No entanto, não se pretende o cálculo da força instalada no banzo inferior, mas sim o cálculo da extensão. Se atuarem na secção, tal como no caso em estudo, a força de pré-esforço, a expressão 5.2 proposta pelo código da FIB permite o cálculo das extensões a meio z , em que a segunda parcela da equação anterior que representava o equilíbrio horizontal do campo de tensões na alma devido ao corte, pode ser simplificada substituída pelo esforço transversal atuante.

$$\varepsilon = \frac{\left(\frac{Med}{z} + Ved + Ned * \frac{zp - ep}{z} \right)}{2 * \left(\frac{zs}{z} * Es * As + \frac{zp}{z} * Ep * Ap \right)} \quad (5.2)$$

A expressão anterior baseia-se, para o caso de estudo, na extensão do aço presente no banzo inferior, e cujo esquema se apresenta na figura 5.1.

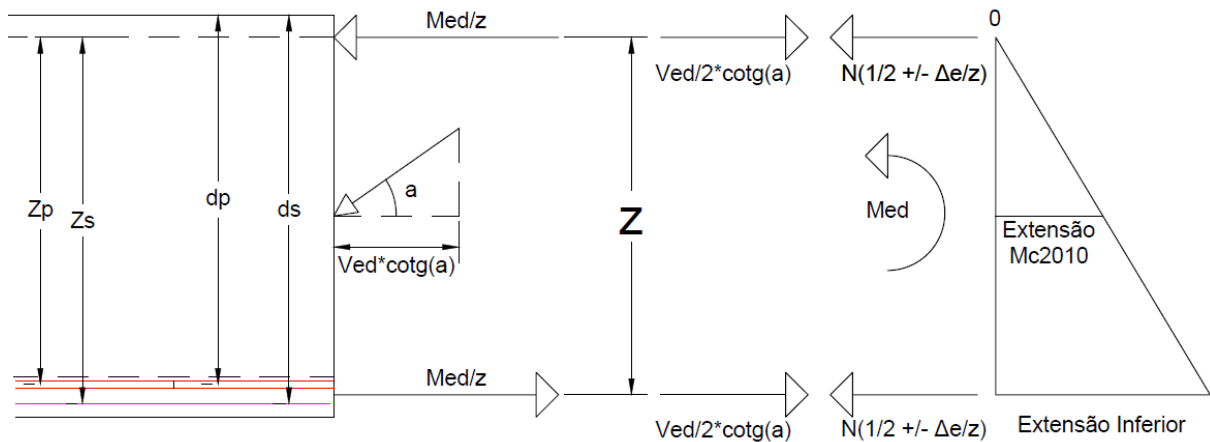


Figura 5.1 – Representação do equilíbrio seccional [MC2010]

Observando a figura anterior, facilmente se depreenderá que o método sugerido apresenta processos simplificados e como tal optou-se por validar os cálculos, recorrendo a um processo redundante que assenta no estudo das extensões através da curvatura da secção.

Como a expressão apresentada em 5.2 apenas compreende o uso do módulo de elasticidade do aço, e não sendo possível apurar as razões pela qual não é feita referência às situações de dimensionamento em que este se encontra plastificado, foi realizado o estudo que a seguir se detalha.

Assumindo o princípio de Euler-Bernoulli, poderá depreender-se que será possível associar à curvatura da secção transversal as extensões em cada um dos seus pontos. Associando-lhes os diagramas de comportamento do betão apresentados no capítulo 3 calculou-se a distribuição de tensões que permitisse calcular corretamente os braços efetivos resistentes. Ao utilizar a aproximação dos códigos, por ser grosseira, verificou-se que os resultados obtido eram muito díspares em relação ao cálculo “exato”. Como tal, para o cálculo assume-se que após a deformação, as secções se mantêm planas, tal como na figura 5.2, e após um cálculo iterativo no sentido de equilibrar as forças na secção, como na figura 5.3, atingem-se os resultados. Simplificadamente divide-se a secção das fibras que formam uma secção resistente equivalente às ações no plano longitudinal do tabuleiro.

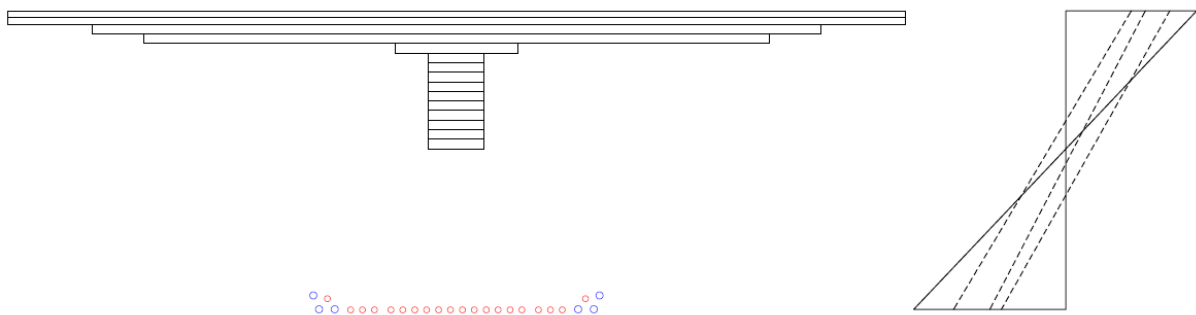


Figura 5.2 – Cálculo Iterativo das Extensões

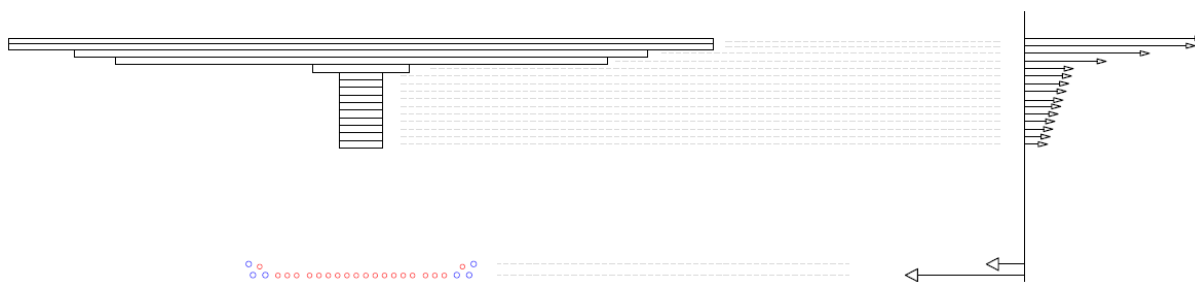


Figura 5.3 – Equilíbrio Seccional para cálculo das deformações

As interações que permitem calcular as extensões da secção procuram o equilíbrio entre as forças que se apresentam na figura 5.3, podendo estas ser definidas associando as extensões da figura 5.2 aos diagramas de comportamento do betão.

5.2.1.3 Exemplo de Cálculo

Para demonstrar o quão conservativo (ou não) pode ser o cálculo pelo método simplificado proposto no código da FIB, e para perceber qual a influência da plastificação da armadura, será apresentado de seguida um exemplo de cálculo para uma secção genérica, que neste caso será uma das secções 4, e que permite aferir o procedimento utilizado neste trabalho. Serão então apresentados em forma de guia os passos para o cálculo das extensões.

As propriedades da secção apresentam-se no quadro 5.1.

Quadro 5.1 – Propriedades da secção exemplo

Propriedades da secção		
A_c	8.8894	m^2
A_s	0.007439	m^2
d_s	4.387768	m
A_p	0.0474	m^2
d_p	4.333363	m
b_w	0.928258	m

O procedimento recomendado pelo código seria o de utilizar como z_p e z_s o valor de 90% da distância das respetivas armaduras à fibra superior, mas como se demonstrará, esse cálculo apresentava-se muito conservativo. A sugestão proposta apresentada na equação 5.3 para o cálculo de z foi ignorada, utilizando-se o método iterativo apresentado anteriormente, através da qual foi possível determinar o centro de compressões, que permitiu, através de uma adaptação, utilizando a formula proposta em 5.3 para estimar o d resultante, calcular o braço efetivo.

$$z = \frac{z_s^2 * A_s + z_p^2 * A_p}{z_s * A_s + z_p * A_p} \rightarrow d = \frac{d_s^2 * A_s + d_p^2 * A_p}{d_s * A_s + d_p * A_p} \quad (5.3)$$

Em resultado surgiram os valores que se apresentam no quadro 5.2.

Quadro 5.2 – Parâmetros mecânicos do caso de estudo

Propriedades da secção		
0.9 d _p	3.900027	m
Z _p	4.231882	m
d	4.340824	m
Z	4.147697	m

Dos resultados anteriores surgiram os “inputs” para introduzir na equação 5.4, realizando-se também uma comparação com o cálculo detalhado pela já referida análise da curvatura da secção. No entanto, como nesse caso não se quantifica o efeito do esforço de corte, optou-se por somar à extensão obtida a parcela relativa ao corte da equação 5.2, isto é, somaram-se os valores resultante da expressão seguinte ao calculo resultante do método iterativo:

$$\varepsilon = \frac{Ved}{2 * \left(\frac{z_s}{z} * E_s * A_s + \frac{z_p}{z} * E_p * A_p \right)} \quad (5.4)$$

Como resultados surgiram os valores apresentados no quadro 5.3, e onde será possível perceber quais as diferenças que derivam da eliminação da armadura longitudinal.

Quadro 5.3 – Extensões para a secção em estudo

Zona Corrente	
Extensão MC2010	0.001374
Extensão Curvatura	0.00094
Junta	
Extensão MC2010	0.001573
Extensão Curvatura	0.028255

Como será possível concluir e seria de esperar, as extensões propostas pelo *MC2010* são superiores, o que pressupõe uma menor resistência do betão e que colocará o estudo do lado da segurança. Por sua vez, e por razões que serão explicadas adiante, se na secção 4 for colocada uma junta, as armaduras em ELU estarão em cedência e o controlo da deformação passará a ser feito pela plastificação das fibras de betão até que este entre em rotura. Assim, o *Model Code 2010* não será conservativo neste tipo de análise, uma vez que apenas considera o comportamento elástico do aço, e como atestam os valores patentes no quadro, a deformação será maior na realidade.

Devido a estas aparentes incongruências, para as quais não se encontrou uma justificação e que devem ser esclarecidas em análises futuras, utilizou-se pelas mesmas razões relativas ao nível do detalhe exigido, o nível 3 de aproximação definido na norma da FIB no sentido de reduzir ao mínimo possível os erros cometidos.

Este tipo de aproximação define, através da relação com as extensões, a inclinação máxima das escoras de compressão, que obviamente conduzirão ao dimensionamento mais económico. Esta relação apresenta-se na equação 5.5 e de seguida no quadro 5.4 são apresentados os resultados para o caso em estudo.

$$\theta_{min} = 20^\circ + 10000\epsilon x \quad (5.5)$$

No quadro 5.4 são apresentadas as já referidas inclinações e será de notar que a nomenclatura apresentada anteriormente será transversal a todo este exemplo, e as palavras cálculo e curvatura refletirão o cálculo pelas expressões do MC2010 e pelo estudo da curvatura da secção.

Quadro 5.4 – Inclinação máxima das escoras de compressão

Θ_{min}	
C/armadura	
Cálculo	33.73982
Curvatura	29.40153
S/armadura	
Cálculo	35.72963
Curvatura	45

Como estes cálculos serão um reflexo da extensão, as conclusões relativas à validade dos cálculos serão as mesmas, sendo que a plastificação das armaduras limita, pelo máximo permitido, a inclinação máxima com a horizontal do campo de tensões.

Será necessário verificar se estas inclinações permitem controlar os problemas relacionados com o esmagamento do betão, pois a secção transversal não foi pré-dimensionada neste trabalho e como tal há que verificar se a espessura das almas da viga é suficiente.

Essa verificação foi realizada através da expressão proposta pelo regulamento utilizado neste estudo, que se apresenta na equação 5.6.

$$V_{rd,max} = kc * \frac{f_{ck}}{\gamma_c} * bw * z * \sin(\theta_{min}) * \cos(\theta_{min}) \quad (5.6)$$

Após os cálculos verificou-se o correto dimensionamento da secção, uma vez que foi verificado o não esmagamento do betão e como tal foi possível proceder à quantificação de armadura.

Neste âmbito, será pertinente estabelecer uma comparação com o Eurocódigo. Numa situação corrente, a abordagem pelo MC2010 faz diminuir, para o dimensionamento mais económico, o espaçamento dos estribos. Para o mesmo esforço transversal instalado, o MC2010 é mais limitativo na escolha da inclinação do campo de tensões, facto este que se reflete na diferença do valor da inclinação das escoras com a horizontal. No entanto esta diferença de espaçamentos não será uma reflexão direta da diferença de inclinações. O documento da FIB permite a utilização da parcela resistente do betão à tração e, como

tal, a diferença no consumo de armaduras é desacentuada pois o EC2 entrega a parcela resistente unicamente à armadura.

Esta diferença deve ser materializada quer através da comparação da inclinação das escoras, quer através da comparação do consumo de armadura. Em relação à primeira situação, tal como na verificação apresentada pelo Eurocódigo 2, também será possível cumprir o esmagamento, sendo possível recorrer a valores de *cotangente de θ* entre 1 e 2,5. Estes valores refletem valores de inclinação entre 21,8° e 45° e, como será obvio, para o dimensionamento mais económico, a inclinação máxima será menor no EC2, do que os 30° médios permitidos pelo *MC2010*, refletindo-se num maior espaçamento permitido.

Em relação ao consumo de armadura, o regulamento em estudo permite introduzir na equação a capacidade resistente do betão, cujo cálculo pode ser introduzido através da expressão 5.7.

$$V_{rd,c} = K_v * \frac{\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} * b_w * z \quad (5.7)$$

De todos os parâmetros apresentados, apenas “ K_v ” não foi apresentado, e pode ser definido através da expressão 5.8.

$$K_v = \frac{0,4}{1+1500*\epsilon_x} * \left(1 - \frac{V_{ed}}{V_{rd,max}(\theta_{min})}\right) \quad (5.8)$$

Analisando a expressão 5.8, constatar-se-á que esta será influenciada pela extensão a meio da altura do braço efetivo, e esta contribuição será um espelho do “*aggregate interlocking*” que, como é óbvio, perde relevância quando as armaduras se encontram em cedência, tendendo este valor para zero.

Quadro 5.5 –Fator K_v para o caso a secção exemplo

Kv	
C/armadura	
Cálculo	0.098043
Curvatura	0.119364
S/armadura	
Cálculo	0.091096
Curvatura	0.003775

Quadro 5.6 – $V_{rd,c}$ para o caso a secção exemplo

Vrd,c	
C/armadura	
Cálculo	1591.582
Curvatura	1937.711
S/armadura	
Cálculo	1508.833
Curvatura	62.52783

Pela observação do quadro 5.6, conclui-se que os efeitos dos estudos do “Modified Compression Field Theory” [22] estão bem patentes neste cálculo, uma vez que a resistência do betão foi em muito influenciada pelo estado de tensão do tabuleiro, pois quanto maior for a extensão do betão menor será sua capacidade resistente e maior será a capacidade resistente exigida à armadura.

Essa transferência de “responsabilidade” será visível na equação seguinte, 5.9, que dita o dimensionamento da armadura.

$$V_{rd} = V_{rd,s} + V_{rd,c} \quad (5.9)$$

Através desta equação foi possível definir a quantidade de armadura necessária através na expressão 5.10:

$$V_{rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} * z * f_{ywd} * \cotg(\theta) \quad (5.10)$$

A partir desta foi possível comparar o efeito da presença de juntas na secção transversal no consumo de armadura. No entanto, nesta fase, seria interessante estender a apresentação de um caso particular a toda a estrutura.

São apresentados nas figuras 5.4 e 5.5, os requisitos de armadura vertical para os dois casos de estudo e para todas as secções de controlo. Será ainda informação do domínio comum o facto de, devido aos fenómenos de apoio direto, a partir da secção de controlo 2, que se encontra a d da face do apoio, não ser necessário um aumento de armadura de esforço transversal, ficando a armadura para aquela secção como transversal para toda a zona até ao apoio.

Através da expressão 5.10 foi possível materializar o consumo de armadura, apresentado nas figuras 5.4 e 5.5, que representa a armadura de esforço transversal necessária para as duas secções em estudo nesta dissertação.

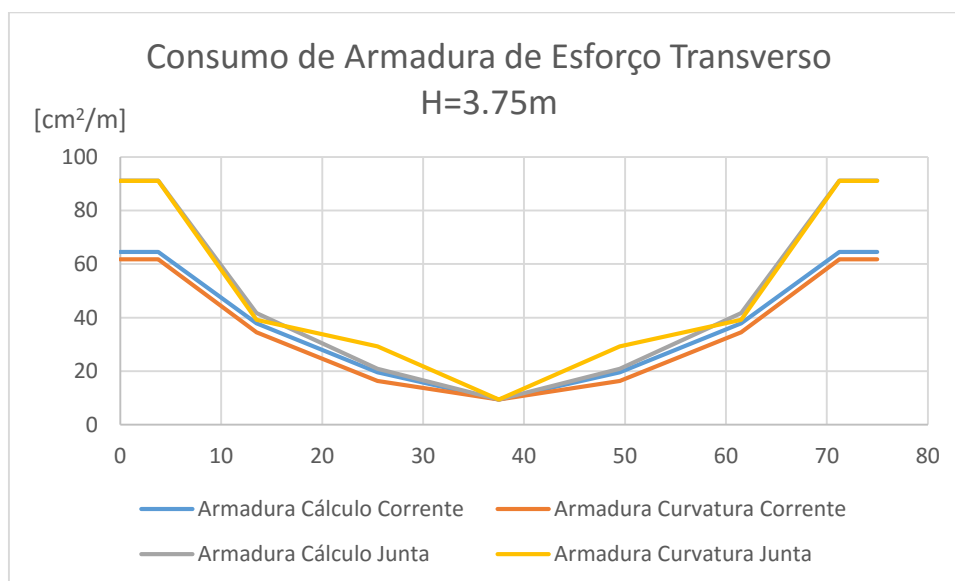


Figura 5.4 – Comparação do consumo de armadura vertical [H=3.75m]

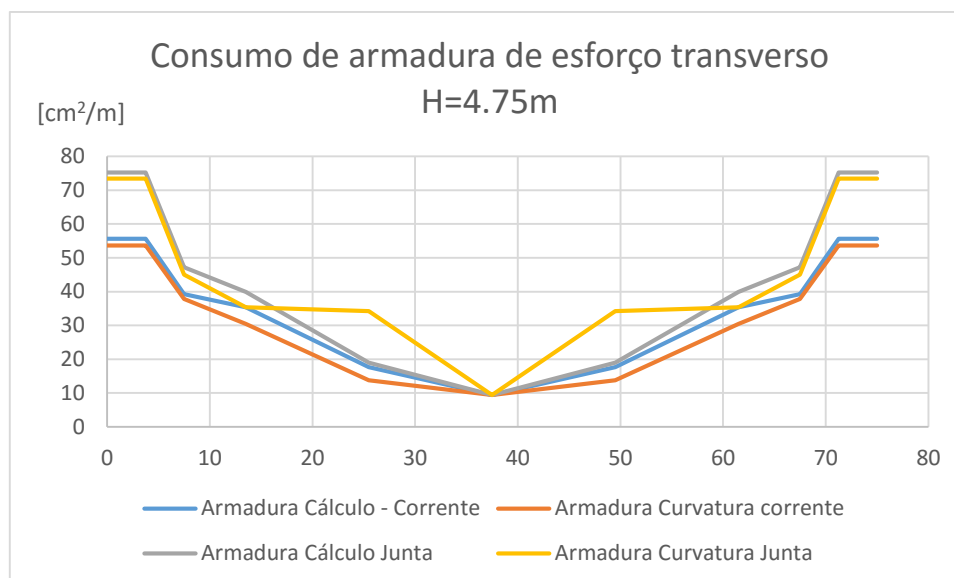


Figura 5.5 – Comparação do consumo de armadura vertical [H=4.75m]

A primeira conclusão relevante será despontada pela observação dos gráficos das figuras 5.4 e 5.5 e relaciona-se com a diferença entre o consumo de armaduras para a solução com 3,75m e 4,5m de altura. Como seria expectável, uma secção mais alta exige um menor reforço de armadura, no entanto, este aumento diminui com a aproximação a meio vão, pois tende para uma zona em que o corte perde relevância. Para ambas as situações, os valores apresentam diferenças de cerca de 20% junto aos apoios e tendem para a diferença nula no meio vão, devido à exigência de utilização de armadura mínima. Esta diferença deve-se em particular ao facto de, naquela zona, a subida dos cabos de pré-esforço reduzir o braço efetivo, sendo que a ancoragem de cabos de pré-esforço na zona inferior da secção de apoio, como na de 4.5m, poderá atenuar este incremento, mas nunca para valores equiparáveis aos da zona central.

Em relação ao estudo zona corrente-junta, mais uma vez se demonstra que não será uma boa política procurar a colocação de juntas próximas do apoio, uma vez que maior será o aumento percentual de armadura.

Contudo, note-se que neste campo os estudos foram inconclusivos relativamente às diferenças originadas pelo bom e mau posicionamento das juntas em “zona distante dos apoios”. A única ressalva relaciona-se com a situação em que a interrupção da armadura passiva levar à plastificação dos cabos de pré-esforço, pois, como será possível observar nos dois casos, a linha amarela sofre uma interrupção na tendência precisamente junto à zona 4, que foi alvo de apresentação detalhada e cujas especificidades foram amplamente discutidas.

Como se irá demonstrar será importante perceber a influência da utilização do patamar plástico característico do aço de pré-esforço, uma vez que utilizando os cabos em fase elástica, as diferenças não apresentam um padrão quantificável. Assim, a utilização exclusiva do patamar elástico permitirá reduzir a armadura a utilizar em cada secção, mas exigirá um maior consumo de aço de pré-esforço, que, em projeto, terá de ser quantificado e alvo de um estudo económico para que se perceba as suas vantagens e desvantagens. Mas repare-se que o impacto local do aumento de armadura vertical não será comparável com o aumento do pré-esforço, que se desenvolverá ao longo de todo o tabuleiro. Por razões que se apresentarão no capítulo 6, a utilização de uma maior quantidade de armadura de esforço transverso, poderá ser uma solução para resolver problemas que se apresentarão nesse capítulo e, por essa razão,

será possível introduzir no estudo económico fatores externos que abonarão a favor de uma solução com maior quantidade de armadura vertical.

Em jeito de conclusão, será importante referir que um dimensionamento baseado nos pressupostos europeus patentes no EC2 levaria a um consumo de armadura menor, o que atesta as precauções assumidas neste trabalho como fidedignas, uma vez que, apesar de o betão assumir uma parcela resistente, as extensões limitam a capacidade de transferência dos esforços cortantes.

5.3. DIMENSIONAMENTO AOS ESFORÇOS DE FLEXÃO

5.3.1. INTRODUÇÃO

Este capítulo introdutório surge com o propósito de enquadrar os segmentos vazios no dimensionamento e estudo de tabuleiros em caixão de betão armado pré-esforçado. Com base na experiência profissional dos orientadores deste trabalho, poderá afirmar-se que este estudo em particular raramente condiciona o cálculo de armaduras, uma vez que as armaduras de pré-esforço condicionadas pelos estados de serviço e a armadura mínima são suficientes para que não seja necessário introduzir armadura passiva para verificar o ELU. Em muitas situações, principalmente com continuidade estrutural sobre os apoios, o próprio pré-esforço seria condição resistente suficiente às ações. Esta situação seria a ideal para a construção pelo método dos segmentos vazios, já que se eliminaria à partida uma possível especificidade de dimensionamento.

Por conseguinte, a solução estrutural ideal para este método construtivo, quando combinado com o tabuleiro simplesmente apoiado, não suscita garantias quanto à suficiência da armadura ativa na resistência às ações de Estado Limite Último.

Como consequência surge neste trabalho este capítulo, pois tão importante como encontrar todas as especificidades introduzidas pela construção de pontes pelo método em estudo, será também importante encontrar as semelhanças com o dimensionamento corrente, para que trabalhos futuros possam recair e aprofundar as características distintivas do objeto de estudo desta dissertação.

5.3.2 RESISTÊNCIA À FLEXÃO

A resistência à flexão de um qualquer elemento em betão armado relaciona-se diretamente com a capacidade de cada um dos seus pontos sofrer deformações sem que se verifique a rotura global da estrutura. A capacidade que cada secção transversal tem para absorver esforços, podendo eventualmente plastificar sem que haja a formação de um mecanismo de rotura da estrutura serão analisadas nesta fase.

Esse equilíbrio seccional, de que se fala no parágrafo anterior, deve ser estudado em qualquer tipo de estrutura para que haja um equilíbrio perfeito do binário aço-betão. Estes dois elementos quando se aproximam do dimensionamento em estado limite último devem ver esgotadas as suas capacidades resistentes para que a solução seja conduzida para o dimensionamento mais económico.

Para perceber esta problemática aferiu-se a capacidade resistente de cada secção com e sem armadura passiva e que serão apresentadas simplifadamente de seguida nas figuras 5.6 e 5.7, assumindo a entrada regular do pré-esforço. Porém verificou-se que para as zonas críticas, o dimensionamento dos cabos de pré esforço executado anteriormente permite que toda a armadura inferior plastifique quando se atinge a resistência máxima, o que não sendo garantia de um equilíbrio total entre a quantidade de aço e de betão garante de alguma forma um dimensionamento próximo do económico.

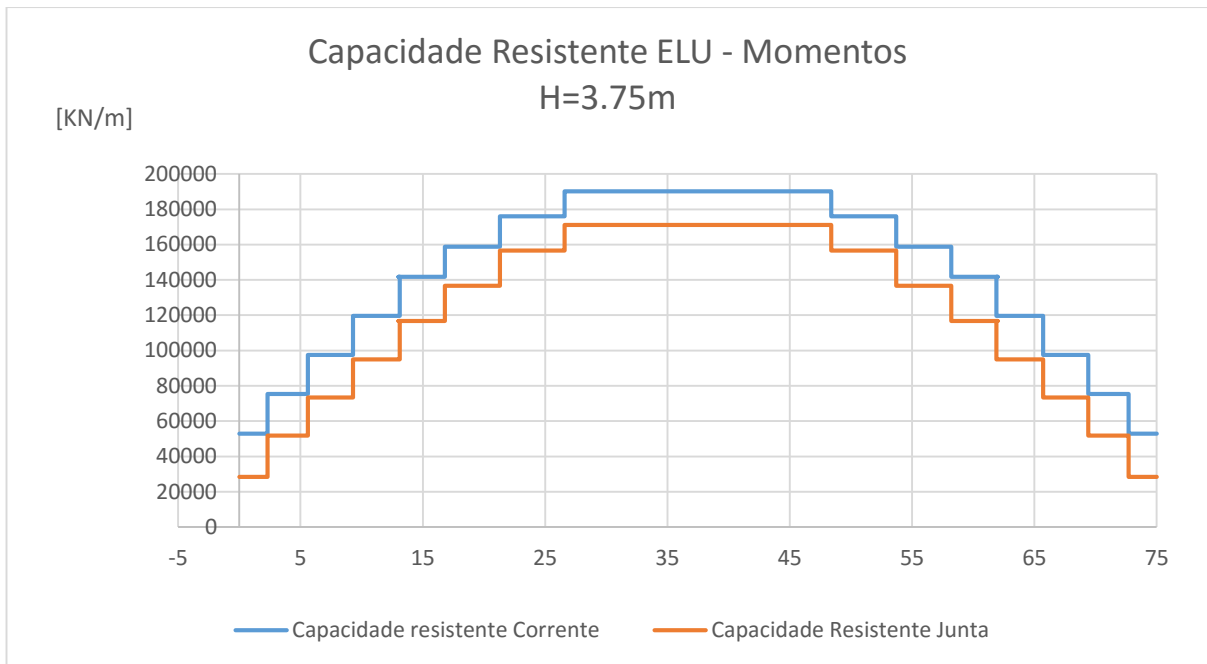


Figura 5.6 – Capacidade resistentes aos esforços fletores [H=3.75m]

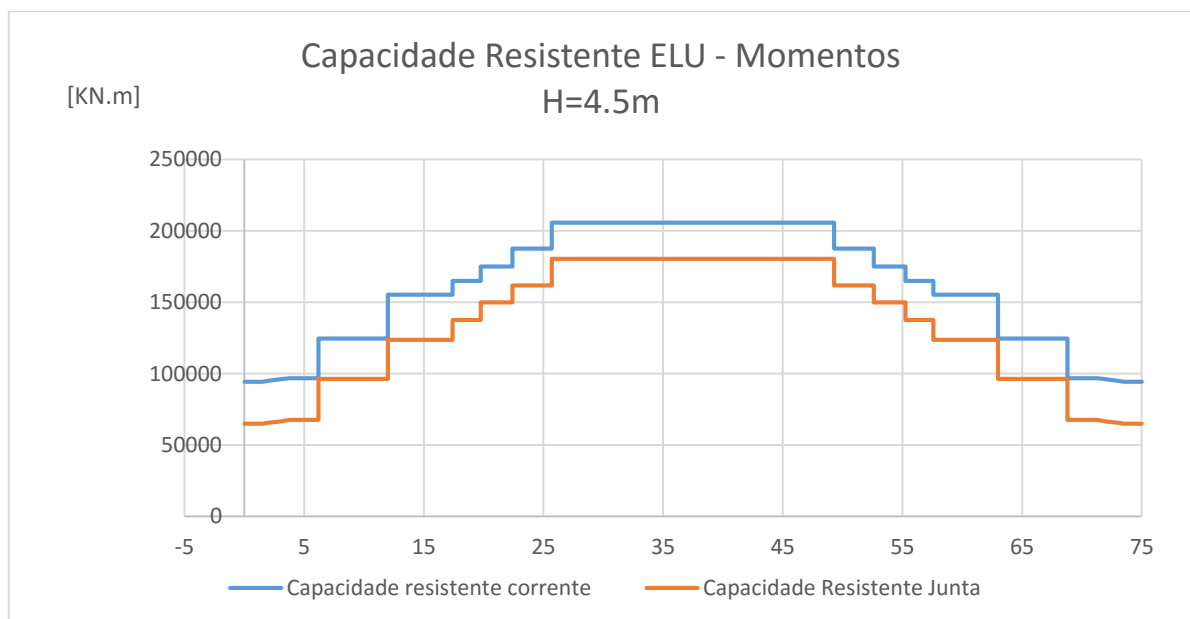


Figura 5.7 – Capacidade resistentes aos esforços fletores [H=4.5m]

Como será possível analisar nas figuras supra apresentadas, a eliminação das armaduras passivas, que se apresentam na figura 5.8, representam um decréscimo resistente dos momentos fletores de cerca de 20 a 25 MN.m. A transição da análise para o apoio reflete-se no aumento desta diferença, principalmente devido à subida do traçado de pré-esforço. Estima-se que esta diferença não seja relevante porque a armadura longitudinal presente nessa zona, devido aos esforços instalados, assume normalmente, como

já foi abordado, funções mais relevantes no equilíbrio do modelo de escoras e tirantes e de amarração das cargas do que propriamente na resistência à flexão da secção transversal.

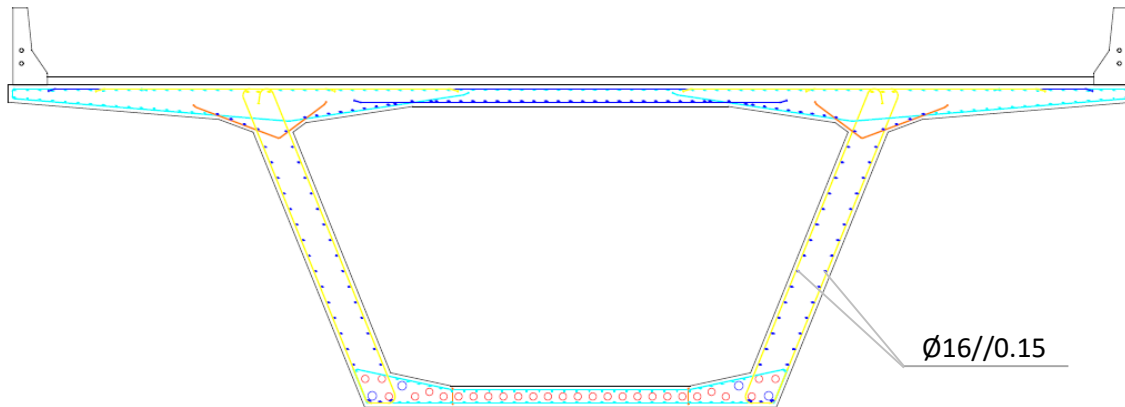


Figura 5.8 – Exemplo da distribuição de armadura na secção transversal

5.3.2.1 Esforços Atuantes

Conhecida a resistência das secções transversais, quantificam-se os esforços a que estas estarão submetidas e verificar a respetiva segurança do tabuleiro.

Como por simplificação se considerou que a fase condicionante de dimensionamento será a decorrente das ações rodoviárias, essas ações não serão influenciadas pela construção que utilizará o método dos segmentos vazios, uma vez a possibilidade de executar um tabuleiro monolítico simplesmente apoiado, betonado *in-situ*, permitirá excluir das ações a considerar aquelas que, entre outras, decorrem do estabelecimento de continuidade de betão armado e das variações induzidas no tabuleiro devidas à fluência.

Estas ações que foram apresentadas aquando do capítulo 3, serão nesta fase apresentadas através das forças que atuam perpendicularmente ao banzo inferior e têm em conta a contribuição dos momentos fletores e a componente horizontal das escoras de compressão, que devem ser equilibrados pela capacidade resistente da armadura de pré-esforço.

Estas podem ser observadas esquematicamente na figura 5.9, que apresenta conclusões nada espectáveis e que foram a razão do alargamento do estudo a uma secção mais alta, uma vez que se colocou em causa a relação inicialmente utilizada para o vão e altura. Como no estudo de Lopes [19], foi dada particular relevância a soluções com continuidade, procurou-se aumentar essa relação para que fosse possível perceber se os problemas que a seguir se detalham seriam uma especificidade do método ou se por sua vez decorreriam de um erro na escolha da secção.

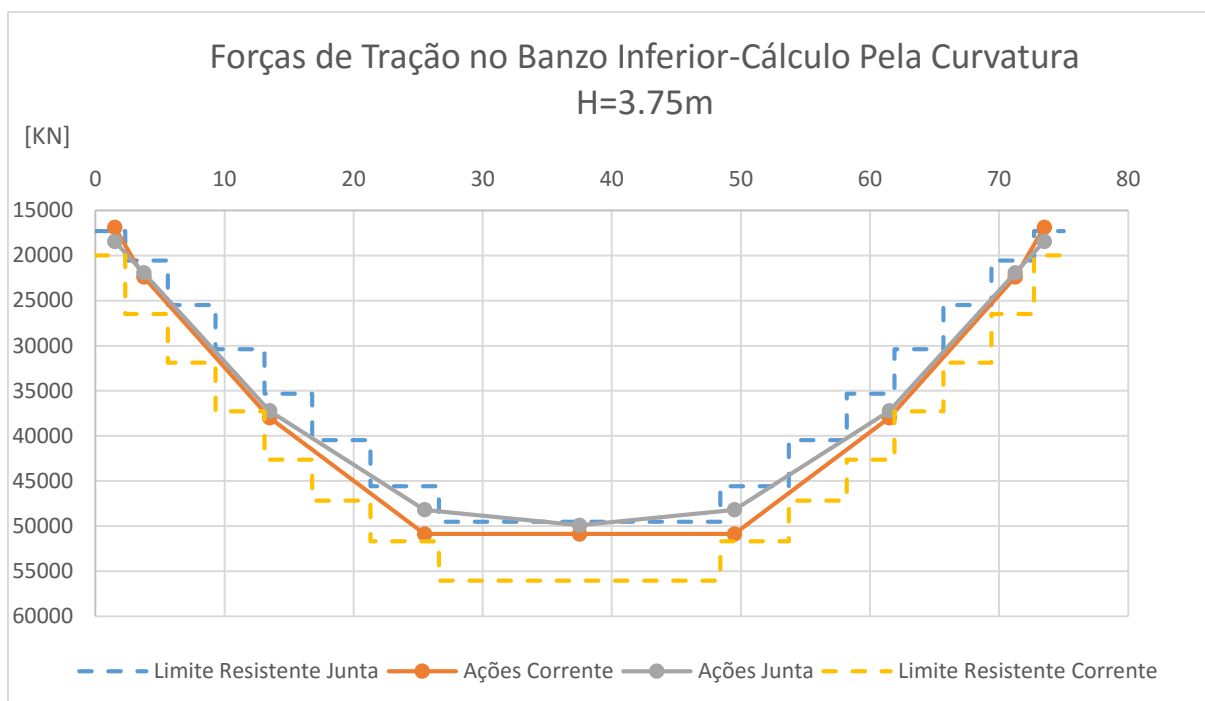


Figura 5.9 – Comparação entre os esforços resistentes e atuantes com pré-esforço como ação

Note-se que o efeito da colocação de uma junta em determinado ponto se traduz imediatamente na incapacidade resistente do tabuleiro às ações de Estado Limite Último. A Figura 5.9, anteriormente apresentada, resultou do cálculo através da consideração do ângulo de corte pela análise da curvatura que, como já foi referido, será o que traduz corretamente os efeitos do campo de tensões. Os resultados refletem claramente uma das especificidades deste método construtivo, uma vez que, sejam as juntas bem ou mal posicionadas, apenas em pequenos troços, a resistência disponível supera a atuante.

E, se por um lado pode observar-se que numa zona corrente, os primeiros-cabos dispensados (meio vão) nem seriam necessários para o ELU, confirmando assim os pressupostos anteriormente evocados de que não será este que determina o dimensionamento do pré-esforço. Repare-se que a soma das forças resultantes dos momentos fletores e do esforço transversal nunca deve ultrapassar o exigido pelos momentos unicamente. Por outro lado, verifica-se que, quando a análise recai sobre uma junta, a escolha da posição da junta poderá ter influência na quantidade adicional exigida pelo pré-esforço.

Estas conclusões colocaram em causa todo o trabalho desenvolvido, uma vez que o caso de estudo utilizado poderia ser alvo de crítica e o seu campo de aplicabilidade poderia sair do domínio comum do dimensionamento de tabuleiros em betão armado.

Para clarificar possíveis incongruências, procedeu-se ao estudo de um tabuleiro com a já apresentada dimensão vertical de 4,5m, em que uma maior quantidade de betão poderia pressupor uma menor quantidade de armadura necessária. No entanto, os resultados apresentados na figura 5.10 são idênticos aos anteriores, não tornando esta conclusão transversal a todo e qualquer dimensionamento de tabuleiro, uma vez que a otimização de tabuleiros e secção, assim como a sua relação com o vão, deverão ser alvo em estudos futuros. Ficará a ideia de que a problemática que se aborda neste subcapítulo poderá constituir uma especificidade de dimensionamento para o método construtivo dos segmentos vazios.

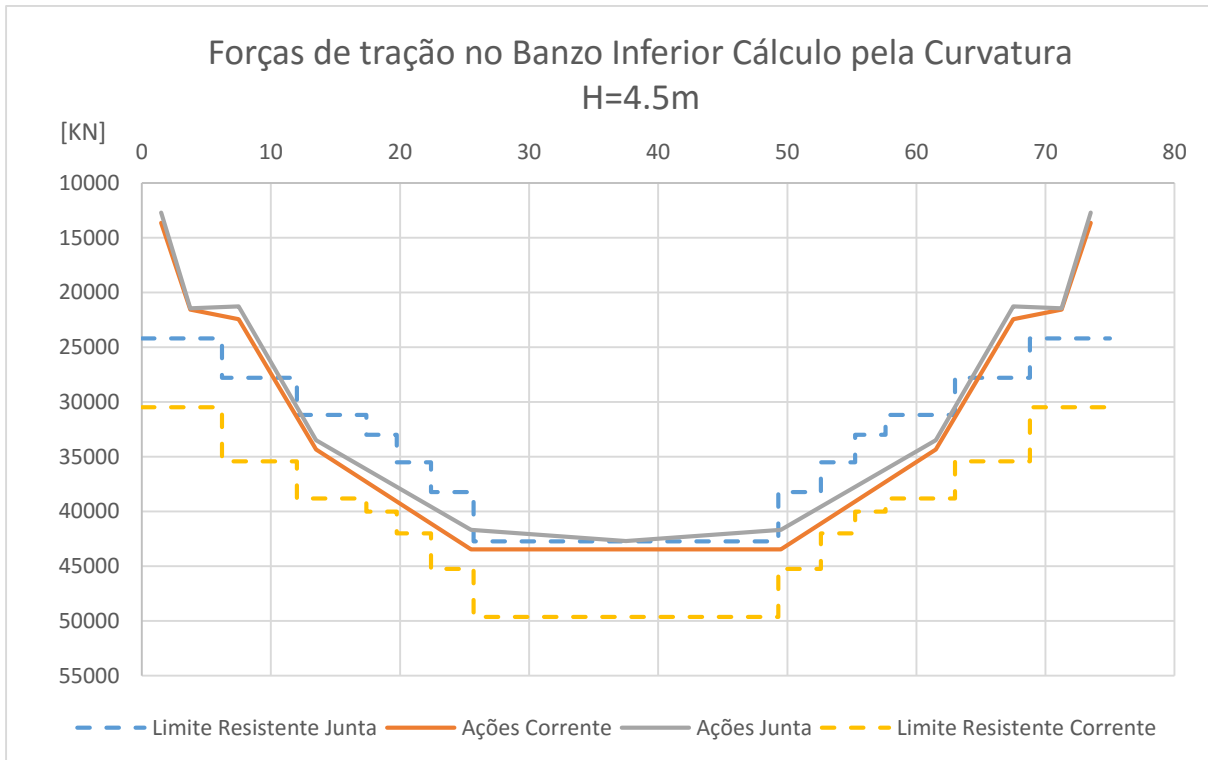


Figura 5.10 - Comparação entre os esforços resistentes e atuantes com pré-esforço como ação

Note-se as semelhanças da figura 5.9 com a figura 5.10, com a ressalva de que a secção de meio vão não apresenta resistência suficiente, mas tal como na secção mais baixa em que os valores ligeiramente superiores, neste gráfico os valores também são muito próximos do limite mas não do lado da segurança. Como tal, não é possível, neste ponto em particular, estabelecer um padrão, uma vez que essa diferença poderá ter sido influenciada por uma simples mudança na organização dos cabos de pré-esforço no tabuleiro. No entanto, ficará a ideia de que, em relação às secções que apresentam maior gradação ao nível das forças, as conclusões serão as mesmas e assentarão na ideia de que o dimensionamento pelo ELS não é garante de resistência ao ELU, encontrando-se assim uma possível especificidade associada ao método construtivo em estudo, e que deve ser tomada em conta aquando dos primeiros estudos de pré-dimensionamento. Normalmente, esses estudos tendem a otimizar o consumo de armadura ativa utilizando os critérios de serviço e, neste caso, isso poderá acarretar uma perda de esforço e tempo do engenheiro, já que os estudos devem procurar otimizar a resistência em ELU, pelo menos nas secções das juntas.

Um olhar crítico reparará que, neste segundo estudo, a secção junto ao apoio apresenta resistência muito superior ao necessário, mas este facto terá uma explicação, que decorre diretamente de uma outra especificidade evocada anteriormente. Como referido no capítulo 4, quando existir a necessidade de introduzir uma junta próxima do apoio, deve prever-se a extensão de um dos cabos de pré esforço até à zona inferior da secção de apoio, sendo que a presença deste elemento de armadura adicional aumentará a resistência em ELU, elemento este que não estava presente aquando do estudo da secção de 3,75m.

Em relação ao posicionamento das juntas, lembre-se que se posicionou a junta 3 numa zona com condições ideais e a 4 numa zona desfavorável e, como tal, esperava-se que esse efeito se refletisse na maior ou menor falta de resistência. Esta diferença, que se cifrou em cerca de 6 a 8%, não deve ser suficiente para convencer um qualquer projetista a condicionar o dimensionamento unicamente por este

em particular, uma vez que este estudo, quando combinado com a escolha da melhor distribuição de comprimentos para os segmentos vazios, perde a sua superioridade. Pensa-se que o dimensionamento ideal será aquele que, distribuindo os segmentos de forma otimizada, preveja o prolongamento dos cabos de pré-esforço até essa secção, para que essa quantidade adicional permita verificar o ELU.

Em termos de análise tensional, esta distribuição poderá revelar-se vantajosa, pois, na zona envolvente aos *blisters*, o efeito da propagação da entrada do pré-esforço não se estendeu ainda a toda a secção e, assim sendo, a zona inferior apresenta-se sob o efeito de maior tensão, tensão essa que reverte o efeito de abertura da junta que, por flexão, tende a tracionar a zona inferior.

Será ainda importante referir como nota conclusiva, que no caso de se tirar partido da plastificação das armaduras, a diferença percentual diminui devido ao facto de na zona 4, uma maior inclinação das escoras implicar uma menor parcela resistente requerida aos efeitos dessas mesmas escoras. Quando comparada com a zona 3, que não se apresenta plastificada à flexão, as diferenças baixam para 3 a 4%, facto que atenua ainda mais as diferenças do posicionamento das juntas.

Será importante referir que os cálculos atrás apresentados, e que resultaram na figura 5.9 e 5.10, utilizaram o limite mínimo pressuposto na equação 5.5, que se traduziam na inclinação mínima das escoras de corte em relação à horizontal. Essa assunção traduzir-se à numa maior força a equilibrar nos nós do modelo de escoras e tirantes que se encontrem no banzo inferior. Apresenta-se, na figura 5.11, a influência do aumento dessa inclinação para o máximo permitido pela equação atrás referida, na necessidade de consumo de armadura.

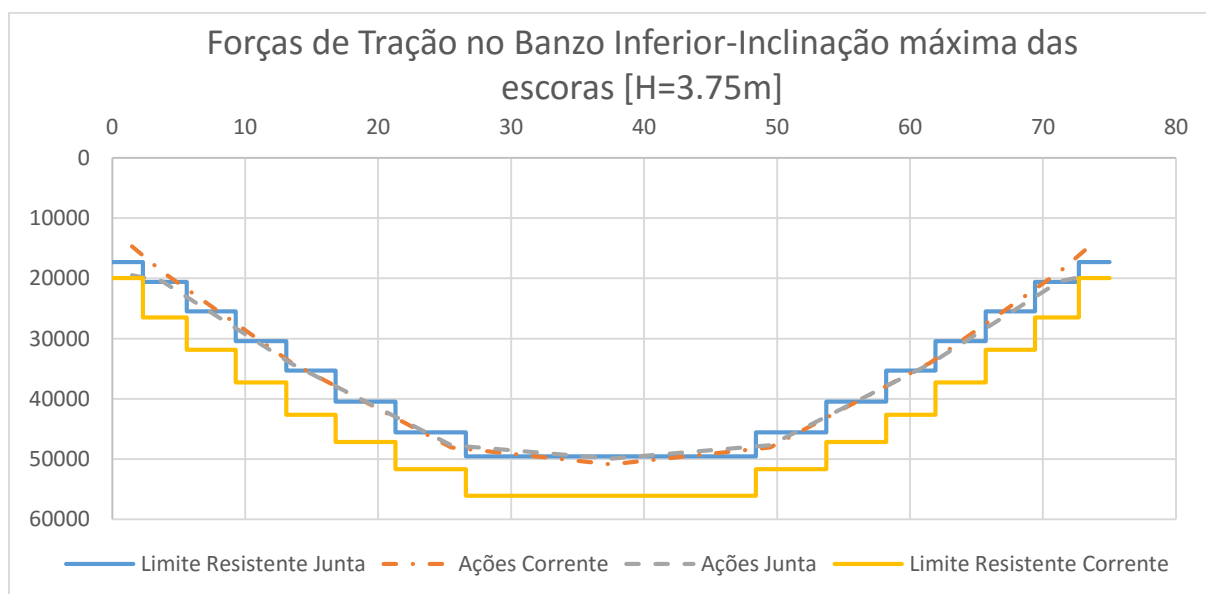


Figura 5.11 - Esforços resistentes vs atuantes com inclinação máxima das escoras

Como se poderá constatar o aumento da inclinação das escoras não resultará na verificação total da capacidade resistente, mas será possível perceber que existem zonas que a verificam e, como tal, o método simplificado apresentado no capítulo 4 ganhará particular relevância, uma vez que uma boa escolha de juntas poderá permitir verificação do regulamento no que respeita à resistência à flexão em Estado Limite Último, sem aumentar o consumo global de armadura.

5.4. CONDIÇÃO DE ROTURA DÚCTIL

Este trabalho permitiu identificar inúmeras diferenças entre as estruturas dimensionadas à luz da parte 1 do Eurocódigo 2 e as dimensionadas pela parte 2. Estas diferenças estão relacionadas, na sua maioria, com o facto de as pontes serem elementos cujos requisitos ultrapassam o domínio comum do cálculo e cujas especificidades exigem noções avançadas do comportamento estrutural. O tema que será abordado nos próximos parágrafos será precisamente o reflexo dessas condições especiais que este tipo de obras de arte reclama para si.

Nesse sentido, surgem diversas preocupações que não recaem única e exclusivamente sobre o comportamento, pois a sua própria construção e utilização assumem particularidades que não o esquema estrutural.

Devido a essa preocupação, será importante alargar o campo de estudo desta dissertação e, neste caso, enfatizar-se-ão os problemas decorrentes da durabilidade e corrosão dos cabos de pré-esforço, que quando não protegido devidamente pode levar à perda da sua capacidade e conseqüente rotura da estrutura. Uma vez que não será possível inspecionar o betão no seu interior, as intervenções de rotina são praticamente impossíveis e como tal, será preponderante que os avisos de rotura dos cabos de pré-esforço interiores sejam observáveis, para que medidas de recuperação possam ser tomadas. Este tema assume particular relevo ao nível da corrosão de armaduras uma vez que em caso de perda de capacidade sem aviso, a rotura ocorre de um modo repentino e com conseqüências potencialmente trágicas.

Como sugestão para este tipo de controlo, o EC2 parte 2 prevê limites mínimos de armadura que previnem de forma indireta os fenómenos corrosivos, não permitindo mais do que as suas características fendas de aviso. Assim será possível a sua deteção e deixará margem para a posterior reparação de uma estrutura que apesar de ver a sua resistência diminuída, continuará a ser capaz de suportar, pelo menos, ações resultantes da combinação frequente. Não rompendo de uma forma frágil permitirá aos projetistas recolocar a sua resistência nas exigências regulamentares após intervenções de recuperação [25].

A importância deste tema aumenta quando o método construtivo utilizado for o dos segmentos vazios, pois se numa estrutura corrente existem dois tipos de armadura, nas juntas, a armadura passiva não será uma realidade. No caso da corrosão do pré-esforço, esta estará na iminência de originar a rotura da secção, uma vez que este tipo de armaduras será o único a equilibrar o esquema estrutural.

Com o objetivo de permitir a fendilhação pré-rotura e de evitar que esta ocorra de forma repentina devido ao aumento de compressão no betão, o Ec2 parte 2 recomenda, através do método a) da secção 6.1, que a quantidade de armadura de pré-esforço, que garante um máximo de tensão na secção, igual à tensão média de tração do betão ($f_{ct,m}$), seja capaz, em capacidade última, de resistir aos esforços resultantes da combinação frequente. Para facilitar a interpretação destas problemáticas recorreu-se à análise proposta pelo Designers Guide do EC2-parte 2 [25], que apresenta a expressão 5.11 para o cálculo da armadura reduzida.

$$A_{p, red} = \frac{\left(\frac{M}{\omega} - f_{ctm}\right)}{\sigma_p \left(\frac{1}{A} + \frac{e}{\omega}\right)} \quad (5.11)$$

Da expressão será importante ressaltar que se utilizou a tensão na armadura referida no capítulo 3 de 1000 MPa.

Os resultados abonaram a favor do método construtivo dos segmentos vazios, uma vez que, em ambos os casos de estudo, foi verificada a segurança relativamente ao pormenor em estudo. Repare-se que em muitos locais a armadura de pré-esforço prevista inicialmente não apresentava quantidade suficiente para verificar os critérios de estado limite último, e mesmo nessa situação seria possível proceder a reparações sem que os utentes estivessem sujeitos a situações de risco.

Será importante que o leitor se familiarize com esta verificação, pois esta perde a sua sustentabilidade quando se analisa as zonas próximas do apoio. Equivocamente, a mesma pode levar à não verificação das condições de corrosão em secções próximas do apoio. Uma hipotética redução da excentricidade dos cabos de pré-esforço faz evoluir esta verificação no sentido da segurança, uma vez que a armadura reduzida será cada vez maior, isto é, seria benéfico. Como essa quantificação de armadura será influenciada pelo próprio momento frequente atuante, constatou-se que, para uma secção com a mesma armadura mas sujeita a momentos com valores superiores, verificava a condição, e a que estivesse sujeita ao menor apresentaria problemas. Estes factos, que serão aparentemente de difícil explicação deverão ser esclarecido em análises futuras.

No sentido destas conclusões, pode afirmar-se que estes campos não se identificaram como uma especificidade deste tipo de construção, mas cuja verificação se torna inerente a qualquer tipo de dimensionamento, nunca podendo por isso ser dispensada.

Porém, após atender às recomendações do método c) da mesma secção do EC2, será importante prever em cada segmento a possibilidade de utilizar pré-esforço exterior redundante ao dimensionamento. Esta recomendação, que poderá ser uma especificidade do tipo de construção em estudo, não estará diretamente ligada à corrosão da armadura mas poderá permitir resolvê-la, principalmente na zona que foi referida anteriormente, que poderá levar a dificuldades de verificação regulamentar. No entanto, esta redundância mostra-se como fundamental para resolver os casos em que acidentalmente as bainhas de pré-esforço não fiquem estanques nas juntas e percam a sua funcionalidade aquando da betonagem. Na opinião do autor, cada segmento vazio deve conter pelo menos um conjunto de desviadores de cabo de pré-esforço que poderão ver o seu mínimo quantificado como a diferença entre a armadura total e a armadura reduzida que se calculou aquando do estudo que permitiu elaborar as conclusões que se apresentaram neste subcapítulo.

6

ESTADO LIMITE SERVIÇO

6.1. INTRODUÇÃO

O Estado Limite de Serviço, ou de utilização, como definido nos regulamentos, tem como grande objetivo garantir um dimensionamento que permita um confortável usufruto ao utilizador de uma estrutura, assim como a sua durabilidade.

Foram referidas ao longo deste trabalho, algumas das condicionantes que este estado limite impõe ao projeto de uma qualquer estrutura em betão armado pré-esforçado. No entanto, não foram apresentados ainda os fundamentos que controlam as verificações já abordadas. Estas são na sua essência meios indiretos de controlo de comportamento, para que uma estrutura segura o pareça, permitindo assim a sua durabilidade e que esta não seja a fonte de determinados constrangimentos à utilização.

De um modo simplificado, as verificações inerentes a este estado limite explicam-se pelo receio e desconforto que o utilizador sentiria quando deparado com uma estrutura, como a que se mostra na figura 6.1, que, encontrando-se em mau estado, replicaria, do seu ponto de vista, as velhas pontes de madeira que serviam para vencer desfiladeiros no velho oeste.



Figura 6.1 - Yumetsuri Bridge – Jiří Stráský [26]

Obviamente que a ponte retratada na figura 6.1 não estará em perigo de rotura, trata-se aliás do produto de uma técnica de dimensionamento ousada e que está a ser difundida pelo mundo como “STRESS RIBBON BRIDGES”, a qual requer um domínio avançado do comportamento estrutural do betão armado pré-esforçado.

Apesar de o domínio do cálculo à resistência exigir grandes preocupações, as imposições do ELS, que em pontes atuam em três grandes áreas, assumem grande importância neste tipo de projeto. A fendilhação, deformação e vibração têm um impacto no conforto de utilização e na própria duração dos elementos estruturais, assumindo ainda maior preponderância em pontes, uma vez que, atendendo às dimensões destas, estes “pequenos efeitos”, combinados com o fator de escala, são amplificados e tornam-se fáceis de detetar pelo utilizador e poderão inclusive levar à perda de funcionalidade de uma estrutura tão particular e tão marcada na paisagem como as pontes.

Lembre-se o trágico caso da ponte de “Hintze Ribeiro” em Entre-os-Rios, que, entre várias manifestações devido ao “medo” em relação ao “estado” em que se encontrava a infraestrutura, levava a que esta fosse apenas utilizada por muitos em caso de extrema necessidade e por falta de alternativas. Como será recordado, a ponte acabou por ruir mas não por razões diretamente ligadas com a sua aparência degradante, mas sim por causas severas e não visíveis, que se encontravam escondidas na profundidade das águas do rio e que muito contribuíram numa fase posterior para o avanço do projeto de pontes. Deste exemplo se poderá concluir que, embora a estrutura não inspirasse conforto à utilização, foi a sua resistência última que levou à sua rotura, neste caso por falta de sustentação lateral dos pilares devido à erosão do leito do rio.

Contrariamente a este caso trágico, a ponte retratada na figura 6.1 não se apresenta neste trabalho como um erro de conceção, mas sim como um exemplo de como os Estados Limites de Serviço podem ser desafiantes, uma vez que facilmente se compreende que, devido à sua “leveza” e tratando-se de uma ponte pedonal, as vibrações foram decerto um problema e, apesar de o cenário de rotura poder estar eventualmente acautelado através de modelos resistentes de estado limite último, no caso de livre vibração a utilização da infraestrutura poderia estar comprometida na ótica do utilizador.

A fendilhação de um tabuleiro de betão pré-esforçado contínuo foi decerto um desafio, pois a ancoragem nos encontros tem de ser total para que a estrutura possa assumir tal forma esbelta. Quando sujeita a ações térmicas, que poderão induzir no betão trações, daria origem a problemas de abertura de fendas que poderia prejudicar o período de vida útil da estrutura.

Em relação à deformação, facilmente se percebe que este tipo de estruturas assume a forma da catenária, forma esta que poderá impressionar o utilizador. Quando comparado com um hipotético caso em que a conhecida ponte S. João, no Porto, sob determinadas cargas, adotaria uma deformada semelhante à da ponte exemplo, facilmente se perceberia que para além de impossibilitar a passagem de tráfego ferroviário, a própria forma colocaria em dúvida a sustentabilidade da ponte, na opinião dos cidadãos, embora as verificações de estado limite último não se apresentassem como um problema. Neste campo, pretende-se ressaltar o impacto que uma deformada acentuada poderá ter no conforto de utilização.

Neste trabalho, e neste capítulo em particular, apresentam-se as especificidades do dimensionamento de um tabuleiro executado pelo método dos segmentos vazios e das verificações que foram referidas anteriormente, usualmente estudadas neste tipo de estruturas. Estima-se que apenas a fendilhação apresentará alterações devido à não existência de armadura passiva a atravessar as juntas.

As verificações de vibração e deformação utilizam como base as secções brutas em regime elástico, e que poderão ser estendidas a este método construtivo, e, como tal, estima-se que as verificações poderão seguir os pressupostos correntemente utilizados, não sendo por isso abordadas neste trabalho.

6.2. CÁLCULO ABERTURA FENDAS BANZO INFERIOR

Este estudo apresenta-se como relevante pois, após a inquirição de alguns projetistas, percebeu-se que a comunidade aceita que o aço de pré-esforço não será um meio eficaz de controlo de fendas, já que a sua aderência ao betão é muito mais baixa do que quando comparada com uma solução com armadura nervurada. Assim, será importante perceber se um dimensionamento utilizando os mesmos critérios aplicáveis a uma qualquer secção corrente pode ser aplicável no método dos segmentos vazios.

Será interessante analisar também o conservadorismo dos cálculos usualmente aplicados e perceber o quão sobre estimativos são no que toca às exigências de pré-esforço. Estes poderão ser reduzidos para que cumpram os limites impostos pela abertura de fendas.

Nesse sentido, avaliou-se o limite estabelecido pelo EC2 e verificou-se que, para uma estrutura pré-esforçada para a uma determinada classe de exposição, o regulamento impõe os valores de abertura máxima de fendas de $0,2\text{ mm}$ na combinação frequente e a não descompressão na secção na quase permanente.

No entanto, constatou-se rapidamente que as sugestões apresentadas pelo EC2 para o cálculo da abertura de fendas eram inconsistentes e delas resultavam valores difíceis de explicar e que não eram coerentes com os estados de tensão em serviço de todas as secções transversais analisadas.

Como seria de esperar, a tensão adicional na armadura de pré-esforço situava-se em níveis baixos, pois a resultante da reacções às ações de serviço, com o dimensionamento do pré-esforço condicionado pela tensão máxima de tração na fibra mais solicitada a $f_{ctk,005}$, garante a descompressão na maioria da secção. Como tal, não será expectável a mobilização das resistências últimas ao escorregamento, uma vez que esta será uma fase de transição, sendo colocada em causa a proporcionalidade entre a contribuição do betão para a limitação da abertura de fendas e a resistência média do betão à tração, como pressupõe o Eurocódigo 2.

Essa regra simplificada sugerida pelo código, e que se apresenta na equação 6.14, quantifica de certa forma os efeitos de “*tension stiffening*” e reduz a abertura de fendas máxima em função da deformação sofrida pelo betão devido à aderência com as armaduras. Como tal, utilizou-se como condição a regra prevista naquele documento, segundo o qual apenas será permitida uma contribuição de 40 % do betão para a diminuição da extensão relativa entre betão e aço, isto é, $\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$ será obrigatoriamente maior ou igual a 60% da extensão do aço para uma determinada solicitação.

Para além deste fator, as propostas apresentavam outras possíveis incoerências, nomeadamente ao nível dos diâmetros equivalentes e das taxas de armadura efetivas, notando-se que as expressões estariam adaptadas para cordões de pré-esforço, mas que não serão eficazes quando o controlo de fendas é efetivado apenas por cabos pós-tensionados.

Por conseguinte, a solução encontrada passou por analisar detalhadamente o equilíbrio de forças na secção da fenda estudando para tal, o efeito da aderência entre o betão e a armadura.

Na secção transversal, a expressão do Eurocódigo 2 assenta na contribuição da já referida diferença de extensões entre o betão e o aço e na distância máxima entre fendas. Esta última apresenta duas parcelas: uma primeira, relativa ao recobrimento, que, de certa forma, tem em conta o facto de as paredes da fenda não serem verticais. Sendo estas inclinadas, implicam uma relação direta com a distância mínima entre a armadura longitudinal e o exterior. Esta será maior nas juntas do método dos segmentos vazios, pois o recobrimento exigido pelo EC2 para elementos pré-esforçados assim o obriga. A segunda parcela tem em conta o facto de após a formação de uma fenda, ser necessário instalar-se novamente por aderência

a tensão de f_{ctm} no betão para que ocorra uma outra, sendo a distância entre elas denominada por distância máxima entre fendas. Como foi explicado, esta última parcela não apresentava valores consistentes e partiu-se para a seguinte análise alternativa.

O EC2 parametriza a abertura máxima entre fendas através da expressão 6.1.

$$sr, max = 3,4c + 0.425 * K1 * K2 * \frac{\emptyset}{\rho, eff} \quad (6.1)$$

Na equação 6.1, c representa o recobrimento, $K1$ e $K2$, os coeficientes, que têm, respetivamente, em conta o tipo de armaduras e o estado de tensão na secção, \emptyset é o diâmetro equivalente das armaduras que controlam as fendas e ρ, eff , a taxa efetiva de armadura

A segunda parcela relativa á aderência pode ser escrita tal como na equação 6.2.

$$\tau * u * sr, max = A_{c, eff} * f_{ct} \quad (6.2)$$

Neste caso, τ representará a tensão de aderência (a vermelho na figura 6.2) entre o aço e o betão, u o perímetro de todas as armaduras longitudinais limitadoras da abertura de fendas, sr', max será a distância máxima entre fendas, não entrando com o efeito do recobrimento, $A_{c, eff}$ será um reflexo da área de betão que contribui para a diminuição da abertura das fendas (que normalmente se contabiliza como a área envolvente às armaduras e cujo cálculo está detalhado no EC2), e f_{ct} será a resistência do betão à tração. Este equilíbrio pode ser interpretado através da figura 6.2, onde se poderá observar uma potencial zona de formação de uma nova fenda.

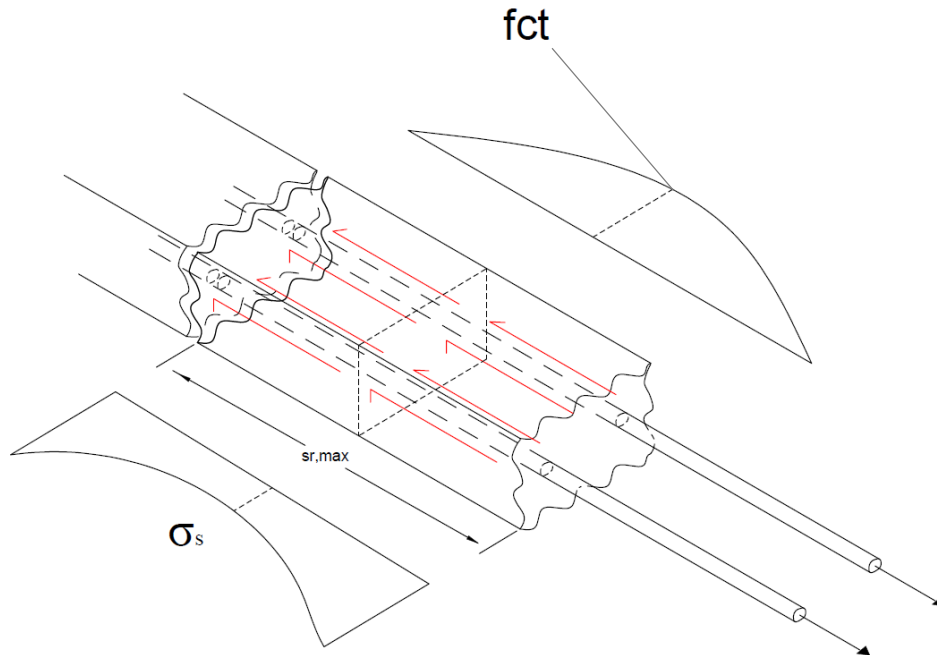


Figura 6.2 – Modelo de transferência de tensão do aço para o betão por aderência

Tendo em conta o facto de a tensão de aderência poder ser escrita em função de f_{ct} , através de um coeficiente, e que a distância máxima média entre fendas será de duas vezes $s_{r',max}$, pode reescrever-se a equação 6.2, transformando-a na 6.3.

$$\gamma * f_{ct} * u * \frac{s_{r',max}}{2} = A_{c,eff} * f_{ct} \quad (6.3)$$

Reescrevendo a equação 6.3, sendo $\rho_{,eff}$ a relação entre a área de armadura longitudinal e $A_{c,eff}$, surge a equação 6.4.

$$\gamma * f_{ct} * n * \pi * \emptyset * \frac{s_{r',max}}{2} = \frac{n * \pi * \emptyset^2}{4 * \rho_{,eff}} * f_{ct} \quad (6.4)$$

Simplificando a equação 6.4 surge a 6.5:

$$s_{r',max} = \frac{\emptyset}{2 * \gamma * \rho_{,eff}} \quad (6.5)$$

Como referido, a equação anterior será equivalente à segunda parcela de 6.1. Recorrendo aos valores de referência que constam no EC2, K1 e K2 assumem os valores de 0.8 e 1 respetivamente. Parâmetros estes que resultam de uma solução com armadura nervurada, assumindo que a zona de controlo da fendilhação se situa no banzo inferior, no qual simplifadamente se considera tração pura, justificável pela pequena diferença de tensões entre a zona inferior e a zona superior do banzo. Com base nesses valores é possível a igualdade referenciada na equação 6.6.

$$0.34 * \frac{\theta}{\rho_{,eff}} = \frac{\emptyset}{2 * \gamma * \rho_{,eff}} \quad (6.6)$$

Da equação 6.6, conclui-se que o fator γ assume o valor de 1.47, fator esse que reflete a relação entre a tensão de aderência máxima entre o betão e a armadura nervurada.

Esta constatação permite determinar a tensão de aderência máxima do binário betão-Aço Pré-Esforço uma vez que o EC2 apresenta relações entre as tensões de Aderência de diferentes tipos de armadura e que são materializados no fator ξ .

Este fator apresentado no Quadro 6.2 do EC2 relaciona as tensões de aderência limites para diferentes tipos de armadura. Para o caso em estudo, no qual serão utilizados cabos de pré-esforço, as relações entre varões nervurados e este tipo de cabos está patente no EC2 e assume o valor de 0,5.

Assim sendo, será possível reescrever a fórmula para o cálculo da distância máxima tal como apresentada na equação 6.7.

$$sr, max = 3,4c + \frac{2*Ac,eff}{\sum_{i=1}^n \xi_n * \gamma * u_n} \quad (6.7)$$

Nesta equação, o somatório em denominador representa a aderência pesada de cada um dos n elementos de armadura, através dos respectivos diâmetros ou diâmetros equivalentes.

Através de todos estes dados será possível apresentar, utilizando a equação 6.8, a expressão final proposta neste trabalho para o cálculo de abertura de fendas.

$$wk = sr, max * 0.6 * \frac{\sigma_s}{E_s} \quad (6.8)$$

A expressão conduziu a resultados que apontam para valores muito inferiores aos permitidos, mas que eram de certo modo expectáveis, uma vez que a tensão na armadura se apresentava muito baixa. As estimativas apontam para um sobredimensionamento do Pré-Esforço para fazer cumprir o Estado Limite de Serviço. Este facto valida as simplificações usualmente adotadas e que constam em alguns regulamentos, as quais foram referenciadas em capítulo próprio.

Como seria esperado, o conservadorismo das expressões coloca o dimensionamento neste campo do lado da segurança e, numa solução de tabuleiro com continuidade estrutural seria possível reduzir a quantidade de pré-esforço. Porém, uma vez que se pretende identificar quais as fases condicionantes para o dimensionamento, como se referiu no capítulo 3, não será feita qualquer alteração ao traçado de pré-esforço.

Devido à redundância que um exemplo de cálculo significaria para este tema, visto que a dedução das expressões são-no de alguma forma, apresentam-se de seguida os valores tomados por cada uma das variáveis nestas verificações. Note-se que se apresentam os valores para a secção de meio vão, para o tabuleiro de 3.75m, e se analisam os efeitos da colocação de uma junta naquela zona.

Começando pelos diâmetros utilizados, acataram-se as recomendações do Ec2 e os cabos de pré esforço foram tratados como agrupamentos de cordões. Em relação à área efetiva de betão, utilizou-se a que se apresenta na figura 6.3 e que será uma zona onde a variação de tensão entre fibras será muito baixa, aproximando-se o diagrama de tensões da tração pura.

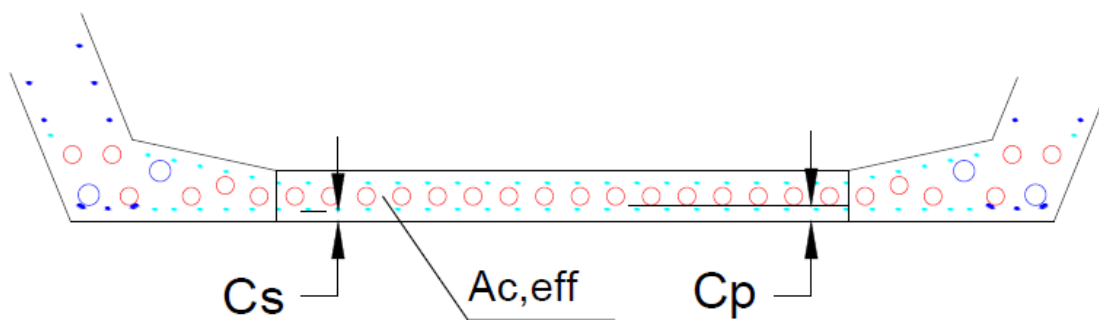


Figura 6.3 – Representação da área de betão envolvente as armaduras

Combinando os parâmetros apresentados na figura 6.3 com os dados que se apresentam no quadro 6.1 da página seguinte foi possível calcular a abertura de fendas.

Quadro 6.1 – Dados para o cálculo da abertura de fendas

Dados		Corrente	Junta
Secção 5	c (mm)	50	80
	Diâmetro eq. Arm (m)	0.012	0
	Diam. EQ. PE (12 cordões) (m)	0.06788	0.06788
	Perímetro armadura AS (m)	1.507964	0
	Perímetro PE (m)	3.412021	3.412021
	k1*k4	0.34	0.34
	Ac,eff (m ²)	0.67	0.67
	Tensão Média de Aderência (kPa)	1.47*fct	1.47*fct

Todos estes dados possibilitam o cálculo da abertura de fendas, os quais são apresentados de seguida no quadro 6.2.

Quadro 6.2 – Resultados de abertura de fendas para o exemplo de cálculo

Secção	sr',max	sr,max	1.3 (h-x)	Tensão Armadura (kPa)	Es (GPa)	0,6(σ _s /E)	wk (mm)
5							
Corrente	283.5119	453.5119	4875	25439.1219	2E+08	7.632E-05	0.034611
Junta	534.1116	806.1116	4875	26946.57329	2E+08	8.084E-05	0.065166

Como será possível observar na zona do meio vão, em que os esforços de flexão são máximos, o limite não será atingido, e por uma grande margem, uma vez que o máximo permitido pelo EC2 são os já referidos *0,2mm*. Note-se que o efeito da colocação da junta implica o dobro da abertura, mas a folga em relação aos limites, manter-se-á, neste caso em valores de cerca de $\frac{3}{4}$ desse mesmo limite.

Em relação ao outro caso de estudo podem retirar-se as mesmas conclusões, sendo transversal às duas situações a verificação dos limites em todas as secções, e por larga margem, uma vez que a tensão na armadura é para os dois casos em serviço muito baixa.

6.3. CÁLCULO ABERTURA FENDAS ALMA

Tal como as fendas devidas à flexão, também as da alma na zona das juntas carecem de um estudo particular, uma vez que a existência de armadura em apenas uma direção, e coincidente com uma direção não perpendicular à fenda, dirige esta análise para uma área pouco questionada e trabalhada.

No entanto, esse facto não seria expectável uma vez que o tipo de juntas do método dos segmentos vazios tem algumas semelhanças com as juntas utilizadas na construção de tabuleiros com aduelas pré-fabricadas. Apesar de nesse método não ser materializável a continuidade do betão, as juntas também não são atravessadas por armadura passiva.

Fazendo a ponte para o tema em estudo, as aduelas pré-fabricadas apresentam em certos pontos “betão não armado”, nomeadamente ao nível das chaves e da zona compreendida entre as juntas e a primeira armadura mobilizável. Devido a estes factos seria expectável que existissem soluções para o cálculo da fendilhação nessas zonas, no entanto, e surpreendentemente, não se encontrou bibliografia referindo esse tipo de fenómenos.

Em contrapartida, se pode ser aceitável o facto de que o betão que não é armado não tem problemas de corrosão, e portanto pode dispensar algum rigor de análise, será um facto que, numa secção completamente comprimida em que haja a presença de esforço transversal, existirão tensões principais em que uma será de tração e, conseqüentemente ocorrerá abertura de fendas se a mesma, em alguma combinação, ultrapassar *f_{ct}*. Apesar de estas dúvidas, cujos pressupostos poderão levar a modos de rotura que foram discutidos no capítulo 4, na análise de pontes já construídas com recurso a este tipo de pré fabricação, não foi possível detetar um padrão de problemas relacionados com a fendilhação, Como tal, na opinião do autor podem extrapolar-se esses resultados ao método dos segmentos vazios e afirmar que, em último caso, garantir a não descompressão na combinação rara poderá garantir o bom comportamento do tabuleiro. No entanto, esta condição aumentará em número os cabos de pré-esforço necessários e, como tal, não será uma conclusão satisfatória para este trabalho, razão pela qual surgiram as abordagens que serão discutidas ao longo deste subcapítulo.

6.3.1. VERIFICAÇÃO EC2 ESTADO BIAIXIAL DE TENSÃO

O Eurocódigo 2 apresenta métodos de cálculo para abertura de fendas, com armadura em duas direções diferentes da solitação. Porém, para além de não especificar como se relacionam as tensões que se desenvolvem em cada direção de armadura, não apresenta clareza quanto à direção de abertura das fendas.

Na procura de métodos de cálculo para elementos com armadura em apenas uma direção, e não coincidente com a direção principal, não foi possível encontrar qualquer referência e, assim sendo, numa primeira análise, poderia ser razoável adotar o método referido no primeiro parágrafo, assumindo como nula a armadura numa das direções. No entanto, a adaptação não se apresenta razoável, uma vez que surgem dúvidas em relação ao campo de aplicação e em relação a alguns pressupostos que serão discutidos nos próximos parágrafos.

O primeiro fator relaciona-se com o facto de o equilíbrio não se verificar considerando apenas armadura numa direção, uma vez que a reação provocada pelo esforço de tração será equilibrada numa direção que não coincide com a direção da reação e, como tal, ocorre um desequilíbrio que torna o modelo de forças inconsistente e que introduz um erro de cálculo difícil de quantificar.

Para além desse facto, já nos anos 70, Fritz Leonhardt [21] abordava nos seus livros a problemática da inclinação das fendas em relação às direções principais. Baseado nos teoremas de trabalho mínimo, este autor demonstrava que a orientação das fendas poderia ser influenciada pela posição da armadura, fazendo variar assim a sua inclinação em relação à perpendicular com tensão principal de tração. Este facto pode aumentar ainda mais o desequilíbrio referido no parágrafo anterior.

Surgem ainda dois efeitos cuja quantificação não será possível através de cálculos numéricos, mas que se estima que sejam benéficos para este efeito da abertura de fendas. Esses efeitos relacionam-se com a proximidade de cada ponto da alma aos banzos que, como se sabe, impede a livre deformação das almas, contribuindo de alguma forma para o fecho das fendas (como se demonstrou em 6.2, em que as fendas nos banzos era muito inferiores ao regulamentado). Por outro lado, será difícil, numericamente, considerar a secção como um todo pois uma hipotética fenda desenvolver-se-á numa estrutura cujo estado de tensão varia de ponto para ponto. Como esta atravessará toda uma secção com diversas características, sendo que quanto mais difícil for para a fenda percorrer esse caminho, ou seja, quanto maior for o trabalho mínimo, menor será a abertura dessa mesma fenda. Como a abertura desta numa zona levará a uma redistribuição de esforços, que influenciará os pontos na vizinhança, será difícil prever a influência desta na propagação da fenda.

Nos segmentos vazios esse estudo e esses ideais apresentam particular relevância, uma vez que um ponto no interior da junta pode ser estudado e até pode ver quantificada sua abertura de fendas, no entanto, esse ponto não estará isolado na estrutura e a distância às primeiras armaduras horizontais será curta. Tendo o betão capacidade de redistribuição de esforços, a fenda inclinada que hipoteticamente abrirá na zona da junta encontrará imediatamente resistência à sua propagação devido à armadura horizontal que se encontra em zona próxima. Assim, o trabalho necessário para a rotura poderá ser influenciado pela armadura horizontal, embora esta não esteja presente na zona da fenda.

Qualquer cálculo que não assuma a presença de armadura horizontal estará pelo lado da segurança, mas poderá, a certo ponto, ultrapassar a linha do conservadorismo.

No entanto, para quantificar estas interações seria necessário recorrer a uma análise pelo método dos elementos finitos que considere o comportamento não linear material, mas tal não se verifica possível neste trabalho devido ao tempo de adaptação necessário. Note-se, porém, que estes problemas surgem porque será importante evitar qualquer intervenção adicional para garantir a continuidade de armadura, pois, no caso de ser possível garantir essa continuidade, todos estes problemas desapareceriam. Nesse sentido, surgirão, em capítulo próximo, algumas reflexões sobre este tema, sendo sugeridas algumas formas de minimizar o impacto da falta de armadura longitudinal.

Para atestar essa ideia, de que bastaria garantir a continuidade de armadura para verificar os regulamentos, verificaram-se os pressupostos exigidos no anexo QQ do EC2 parte 2 e que, de acordo com o estado de tensão, podem exigir ou não o cálculo detalhado de abertura de fendas.

Basicamente, este método consiste em comparar a tensão principal de tração com a resistência do betão à tração quando sujeito a um estado biaxial de tensão.

Essa verificação deverá ser realizada com as combinações em que deverão ser controladas as fendas e a verificação segue o cálculo apresentado de seguida, em 6.9.

$$f_{ctb} = \left(1 - 0.8 * \frac{\sigma_3}{f_{ck}}\right) f_{ctk,0.05} \text{ com } \sigma_3 > 0.6 * f_{ck} \quad (6.9)$$

Nos casos em estudo, e após a interpretação dos regulamentos, far-se-á a verificação para a combinação quase permanente sendo a abertura de fendas a verificar menor do que 0,3mm. Contrariamente às fendas de flexão, estas ocorrerão numa zona de betão não-armado e onde a influência do pré-esforço, apesar de inquestionável, será indireta, e cujo banzo, onde estará inserido, verifica o regulamento como se demonstrou em 6.2, optando-se por controlar a fendilhação na combinação CQP.

No entanto, e em jeito de curiosidade, optou-se por verificar a expressão patente na equação 6.9, também para a combinação frequente e os resultados foram surpreendentes.

Em ambos os casos de estudo, verificou-se que a resistência seria suficiente em todos os pontos para as duas combinações, o que significará que só abririam fendas se a estrutura estiver sujeita em alguma altura a uma carga superior à de serviço, e mesmo nessa circunstância a abertura estaria controlada [25]. Como tal, a armadura requerida nesta zona seria apenas a mínima, situação que não será desejável nas juntas dos segmentos vazios, sendo por isso necessário quantificar qual a abertura de fendas, para que se contornem as verificações exigidas pelos regulamentos e sejam propostos métodos alternativos de cálculo.

6.3.2. MODELO DE ABERTURA DE FENDAS

O modelo a que se refere o título baseia-se no equilíbrio na zona da fenda, englobando o facto de as direções de solicação e da armadura estarem inclinadas entre si. Como se perceberá, esse modelo apenas estará em equilíbrio se for possível mobilizar uma força horizontal que compense essa diferença de direções. Essa força pode resultar da mobilização do efeito de cavilha na armadura, do efeito de imbricamento dos agregados e que, por sua vez, poderá mobilizar o efeito de grampo nas armaduras. Como se poderá observar na figura 6.4, este modelo garantirá, na teoria, a existência de um modelo resistente, permitindo assim o estudo deste fenómeno.

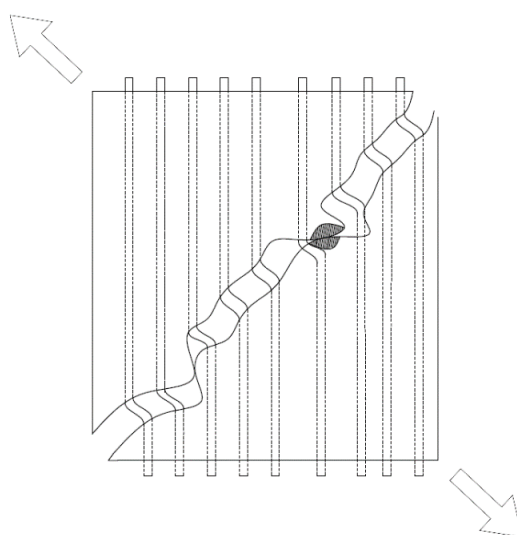


Figura 6.4 – Abertura de fendas com armadura exclusivamente na vertical

Como será possível observar na figura, o equilíbrio horizontal poderá ser garantido através da mobilização, por flexão, das armaduras que atravessam a fenda, e através do atrito ao deslize nas paredes da fenda. Esses efeitos poderão ser esquematicamente quantificados através do sistema em equilíbrio que se apresenta na figura 6.5, e cuja descrição detalhada se faz de seguida.

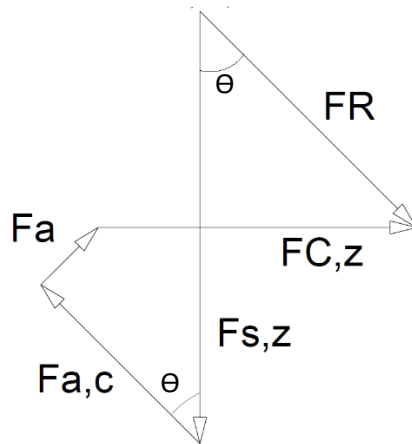


Figura 6.5 – Equilíbrio estático na fenda

Como a figura 6.5 apresenta diversas siglas, será feita de seguida a descrição detalhada de todos os equilíbrios possíveis para garantir a estabilidade na zona da fenda, com base no esquema apresentado.

A Força FR representará a ação externa e a sua direção coincidirá, neste modelo, com a direção principal de tração. No fundo, será esta a causa da fenda que, quando combinada com a sua direção será aquela para a qual o equilíbrio deve tender neste modelo simplificado. No entanto, deve atentar-se em estudos futuros na já referida mudança de direção possível defendida por Leonhardt.

O equilíbrio vertical será garantido em grande parte pela armadura vertical da qual a força $F_{s,z}$ será um reflexo. Esta representa a mobilização da armadura e, como será possível observar, o desequilíbrio entre esta força e Fr será real e terá de ser equilibrado horizontalmente pelos efeitos atrás referidos.

Como parcela horizontal resistente, FC_z impõe os seus fundamentos e garante grande parte da estabilidade horizontal. Esta reflete o efeito de cavilha mobilizável nas armaduras, e que não será mais do que a quantificação da resistência destas a ações horizontais atuantes numa curta área. Este efeito depende do deslocamento horizontal das armaduras verticais ao nível da fenda, tendo sido quantificado com base nas sugestões do *Model Code 2010*, refletidas na equação 6.10, em que δ representa o deslocamento horizontal ao nível da fenda.

$$Vf(s, s) = K2, max * As * \sqrt{fcc \cdot fy} * \left(\frac{\delta, s}{s, max}\right)^{0.5} * \sqrt{1 - \left(\frac{\sigma s}{fy}\right)^2} \quad (6.10)$$

Para o esclarecimento do significado de todos os paramentos aconselha-se a consulta do regulamento em causa [7], no entanto, apresentam-se a título demonstrativo, na figura 6.6, os fenómenos envolvidos no efeito de cavilha.

Será importante reter que a equação requer o *input* de determinados parâmetros, cuja indefinição do regulamento apenas permite balizar. Neste trabalho, foram assumidos por defeito alguns valores, que se demonstram no quadro 6.4, e que serviram de base à análise do caso de estudo, como por exemplo o parâmetro s,max .

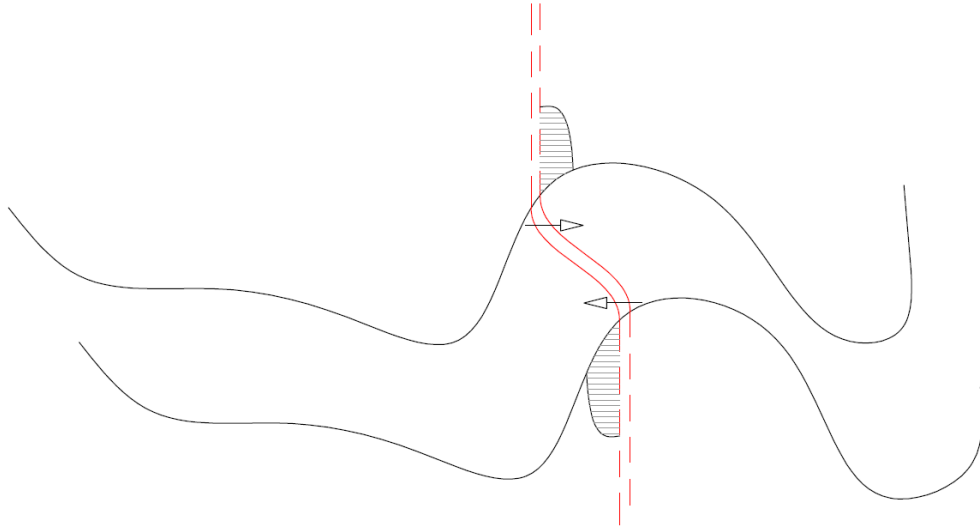


Figura 6.6 – Efeito de cavilha na armadura

Em relação às Forças F_a e $F_{a,c}$, estas dependem diretamente do efeito de engrenamento dos agregados. A primeira reflete a dificuldade imposta ao escorregamento inerente ao deslize entre duas superfícies rugosas e a segunda será uma consequência da primeira, uma vez que esses deslizes pressupõem a dilatância da fenda e traduzir-se-ão na mobilização da armadura através de uma força de tração que, em termos práticos quanto maior for, maior será a dificuldade para que ocorram deslizamentos.

Estes dois efeitos também foram estudados com base no regulamento da *FIB* e as expressões dependem por sua vez do deslocamento relativo entre faces da fenda $[\delta,a]$ e da abertura da própria fenda $[w,a]$. Estes efeitos poderão ser representados pelas expressões patentes nas equações, as quais representam tensões resistentes. Um exemplo demonstrativo pode ser observado na figura 6.7.

$$\tau = Cf * \{-0.04 * fcm + [1.8 * w, a^{-0.8} + (0.292 * w, a^{-0.7} - 0.25) fcm] * \delta, a\} \quad (6.11)$$

$$\sigma = Cf * \{-0.06 * fcm + [1.35 * w, a^{-0.63} + (0.242 * w, a^{-0.55} - 0.19) fcm] * \delta, a\} \quad (6.12)$$

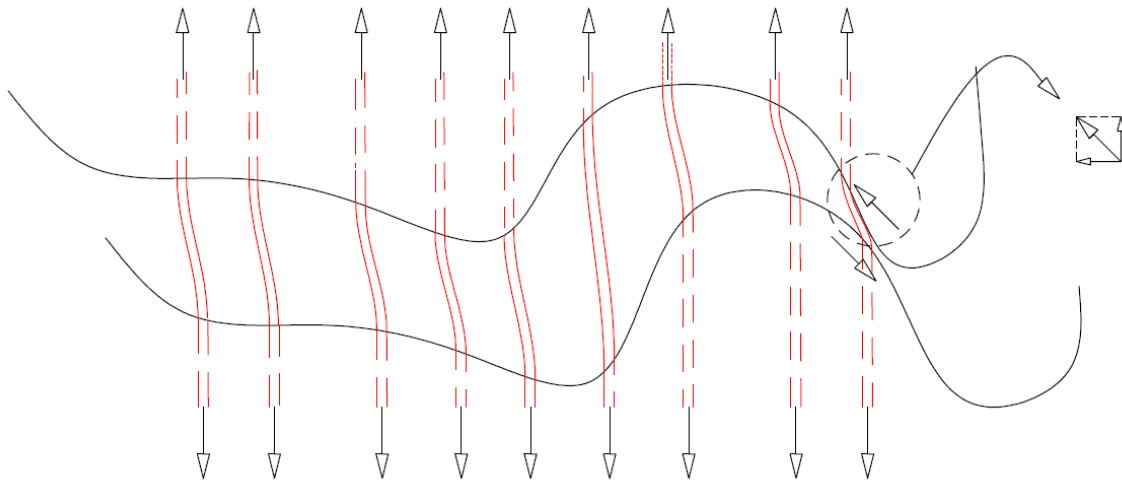


Figura 6.7 – Efeito de imbricamento dos agregados combinados com o efeito de grampo

Será importante referir que, neste equilíbrio, apenas as intensidades das forças são desconhecidas, uma vez que todas as direções são conhecidas e todas têm como base a direção da tensão principal. Este facto permitiu estabelecer condições de compatibilidade de deslocamentos que permitem relacionar todas as forças em questão através do equilíbrio representado na figura 6.8. Como será possível observar, todos os deslocamentos são interrelacionáveis, facto que permite que conhecendo dois deles (2 incógnitas) seja possível determinar todos os efeitos apresentados anteriormente.

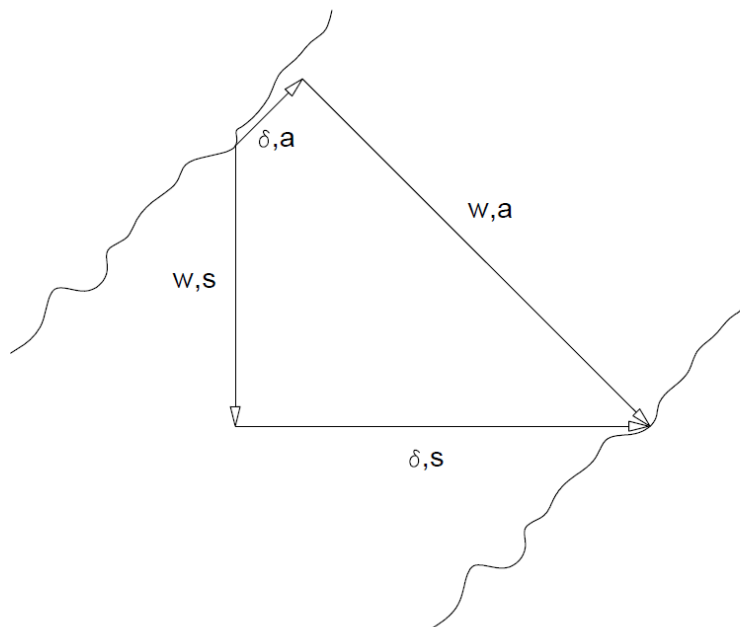


Figura 6.8 – Condições de compatibilidade pressupostas pelo modelo

Repare-se que todas as forças apresentadas anteriormente dependem destes deslocamentos. Sendo estes as únicas incógnitas, o sistema de equações a resolver, para que se encontrem os deslocamentos pretendidos, será de 2 equações a 2 incógnitas, uma vez que estes 4 deslocamentos são interrelacionáveis dois a dois.

Esse sistema de equações baseia-se no equilíbrio patente na figura 6.5 e, basicamente, traduz o equilíbrio horizontal e vertical do modelo.

No entanto, apesar do sistema conhecer uma solução possível, este depende de um sistema de forças, cuja definição não é explícita e que torna o sistema de difícil resolução sem recurso a cálculo iterativo.

Como será perceptível, todas as forças dependem unicamente dos deslocamentos, permitindo assim perceber qual o equilíbrio possível que garante uma resultante com uma determinada força e com determinada inclinação e sentido.

De todas as forças apresentadas, apenas não se explicitou a dependência direta da tensão longitudinal na armadura com a abertura de fendas. Conhecidas as condições de compatibilidade, será importante apresentar essas relações, uma vez que devido à sua não linearidade, se torna pertinente detalhar a força vertical de tração na armadura. O deslocamento depende diretamente de w,s , e este será um reflexo do cálculo de abertura de fendas proposto pelo EC2 que, entre outros fatores, depende da distância máxima entre fendas e também da tensão na armadura.

Considerou-se então que a abertura de fendas w,s se desenvolve num comprimento sr,max que, como se referiu anteriormente, representa a distância máxima entre fendas. Assim, a tensão na armadura, que provoca as extensões que levam à abertura de uma superfície de rotura, são estudadas localmente ao longo desse comprimento, através do qual será possível quantificar o efeito de “*tension stiffening*”. Note-se que será neste comprimento que ocorrerá determinada abertura, uma vez que, ao longo de toda a altura da secção, o somatório das extensões no aço terá de contar com o facto de a armadura atravessar zonas fendilhadas e não fendilhadas, com maior e menor extensão respetivamente. Como é sabido, quanto maior for a distribuição da fendilhação menor será a abertura de cada uma das fendas.

Essa abertura de fendas pode ser calculada através da equação 6.13.

$$w, s = sr, max * (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) \quad (6.13)$$

A primeira parcela pode ser calculada pela equação 6.1 e a segunda está definida no Eurocódigo 2 da forma que se apresenta na expressão 6.14.

$$(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) = \frac{\sigma_s - k_t * \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{eff}} * (1 + a_e * \rho_{eff})}{E_s} > 0.6 * \frac{\sigma_s}{E_s} \quad (6.14)$$

Reescrevendo a equação 6.14, para que, tal como todas as equações apresentadas, o cálculo de todas as forças dependa do deslocamento, obteve-se a expressão 6.15.

$$\sigma_s = \frac{w,s}{sr,max} * E_s + k_t * \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{eff}} * (1 + a_e * \rho_{eff}) \quad (6.15)$$

No entanto, o cálculo de $s_{r,max}$ em cada uma das direções suscitou algumas dúvidas, pois, na presença de armadura em duas direções não coincidentes com a direção de solicitação, o EC2 apresenta um modelo de cálculo que se baseia na equação 6.16.

$$s_{r,max} = \left(\frac{\cos(\theta)}{s_{r,max,z}} + \frac{\sin(\theta)}{s_{r,max,y}} \right)^{-1} \quad (6.16)$$

Como neste trabalho se procurou a compatibilidade de deslocamentos, esta solução apresentava-se como a mais indicada para cumprir todos estes pressupostos, já que permitiria a dependência das aberturas de fendas máximas em cada uma das direções de uma só. Esta relação será possível quantificar através do regulamento, pois estariam relacionados com um valor na direção principal de tração. Esse equilíbrio estará patente na figura 6.9 que se apresenta de seguida. Como será possível observar, ao invés de se utilizarem cálculos individuais para cada uma das direções, utiliza-se a projeção do cálculo apresentado na equação 6.16. Deste modo, as distâncias máximas entre fendas são uma projeção do valor de cálculo, na direção das armaduras, como se demonstra na figura 6.9.

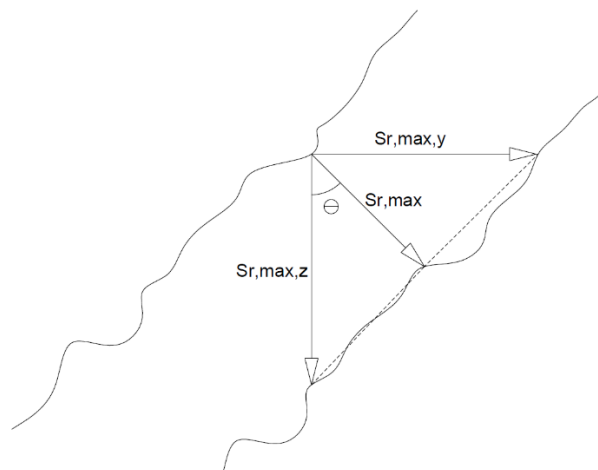


Figura 6.9 – Distância máxima entre fendas projetada

Pela análise da figura 6.9 poderá transitar-se para a análise das fendas, quando existirem armaduras nas duas direções, sendo por isso oportuno apresentar de seguida os modelos que serviram de base ao cálculo da abertura de fendas.

A figura 6.10 que se ilustra de seguida, reflete precisamente esse modelo e tem nela representada todos os efeitos abordados anteriormente, mas agora aplicados a armadura em duas direções.

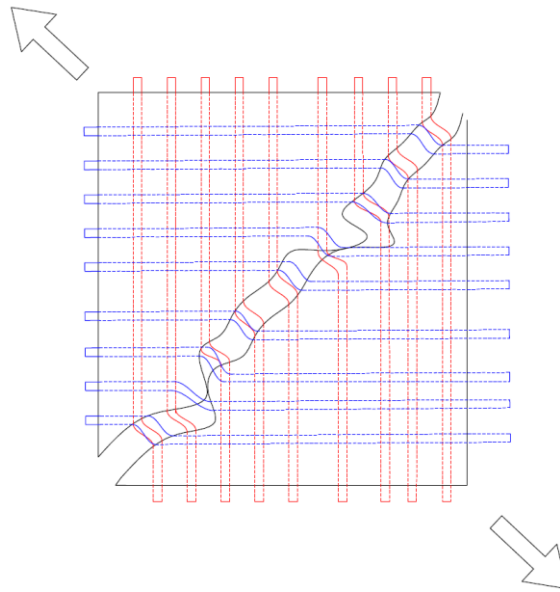


Figura 6.10 – Abertura de fendas com armadura em duas direções

A figura 6.10 apresenta para a armadura nas duas direções o comportamento resistente característico dos fenômenos de cavilha e grampo. No entanto, como existe armadura em duas direções, o efeito do desequilíbrio, que se apresentava como um dos principais problemas no caso em que armadura apenas se situava numa direção e que colocava uma boa parte do comportamento resistente nesses efeitos, será atenuado. Uma vez que será possível mobilizar armadura nas duas direções, os efeitos de cavilha e grampo deverão perder parte da sua importância. Contudo, eles existirão e colaborarão para o estabelecimento do equilíbrio resistente tal como se mostra na figura 6.10.

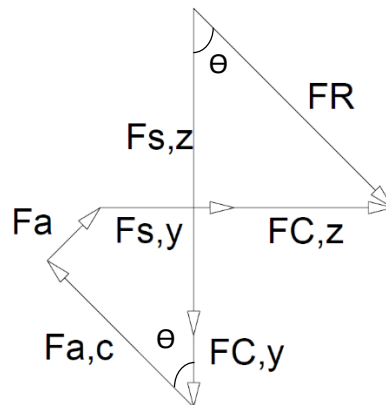


Figura 6.11 – Equilíbrio de forças no modelo considerando armadura em duas direções

Como será dedutível, a nomenclatura apresentada na figura 6.11 será baseada na que outrora se utilizou para descrever a figura 6.5 e, quando comparada com essa, introduz duas novas parcelas. A parcela FC_y e Fs_y são componentes representativas do efeito de cavilha e de tração na armadura horizontal respectivamente e, como será de supor, a primeira será função de w_s e a segunda de δ_s .

Estes equilíbrios que são objeto de escrutínio no parágrafo anterior, permitem estabelecer equações de equilíbrio para que seja possível encontrar o valor da abertura de fendas. Estes permitem estabelecer um sistema de equações que garantem o equilíbrio vertical e horizontal, tal como se apresenta na equação 6.17.

$$\begin{cases} \sum F_H = 0 \\ \sum F_V = 0 \end{cases} (=) \begin{cases} FR \operatorname{sen}(\theta) - FC_{,z} - Fs_{,y} - F_a \cos(\theta) + F_{a,c} \operatorname{sen}(\theta) = 0 \\ FR \cos(\theta) - Fs_{,z} - FC_{,y} + F_a \operatorname{sen}(\theta) + F_{a,c} \cos(\theta) = 0 \end{cases} \quad (6.17)$$

Este foi o sistema que serviu de base ao levantamento das supostas incongruências que os modelos apresentados no Eurocódigo 2 pressupunham para a resolução deste tipo de problemas. Será importante referir que se ponderou a utilização do método sugerido pelo Designer's Guide do EC2, no entanto este não apresentava um grau de detalhe satisfatório. Nesse documento, o cálculo das tensões na armadura que permitem aplicar a equação 6.8, e que cujo método de cálculo não está definido no Eurocódigo 2, apresenta uma sugestão do regulamento britânico (BS-5400) que, para o caso em estudo, pressuponha tensões imediatamente próximas da cedência, quando as cargas de serviço verificavam as condições do anexo QQ do EC2 parte 2. Como tal, foi necessário pensar o modelo que se apresentou neste subcapítulo. Como este modelo retrata uma nova abordagem, será prudente que o leitor perceba que não foi efetuada nenhuma validação experimental e inclui-se neste trabalho um exemplo de cálculo para que todos os parâmetros considerados possam ser alvo de escrutínio.

Esse exemplo resultará de uma escolha aleatória de todas as secções estudadas neste trabalho, uma vez que, para este tipo de análise, optou-se por aferir a abertura de fendas pontual em secções do tabuleiro espaçadas longitudinalmente de 1m e espaçadas de 0,20 m em altura. Apesar de o tempo disponível para a realização deste trabalho não permitir uma análise da interação e redistribuição de esforços entre os diferentes pontos, considerou-se que este tipo de análise simplificada poderia servir de base para balizar os resultados e permitir desenvolver sobre eles análises futuras.

Para o exemplo de cálculo, escolheu-se aleatoriamente a secção do caso de estudo com altura de 4.5 m, que se encontra a 12m do apoio e a 3m da fibra superior. Esta secção tem a particularidade de se encontrar imediatamente após a dispensa de um determinado número de cabos de pré-esforço, podendo ser interessante para perceber se as recomendações que se propuseram anteriormente são válidas aquando do estudo da fendilhação.

Esta secção apresenta como propriedades mecânicas e forças atuantes os valores que constam no quadro 6.3.

Quadro 6.3 – Propriedades da secção do exemplo de cálculo

Propriedades da Secção (H=12m, y=3m)	
Área (m ²)	9.399575
Inércia (m ⁴)	24.6388
Y _g (m)	1.62635
bw (m)	1.062708
M estático (m ³)	5.8951
M CQP (KN.m)	30060.99
Ved CQP (KN)	6624.064
N (KN)	29400

Em função destes valores foi possível o cálculo das tensões normais e de corte que se apresentam de seguida nas equações 6.18 e 6.19.

$$\sigma = -\frac{29400}{9.39975} + \frac{30060.99}{24.6388}(3.00 - 1.6235) = -1452 \text{ KPa} \quad (6.18)$$

$$\tau = \frac{6624.064 \cdot 5.8951}{24.6388 \cdot 1.062708} = 1409.3 \text{ KPa} \quad (6.19)$$

Note-se que, simplificadamente, se considerou o vetor τ com a direção vertical, sabendo-se que, pelo facto de as almas serem inclinadas, os vetores tenderão a apresentar a direção das almas junto às faces e tenderão para a direção da carga, assim que se dissipe o efeito da presença de uma fronteira com o exterior. Como tal, assumiu-se, simplificadamente, que as almas teriam largura suficiente para que se instalem vetores com direção vertical, sabendo que esta assunção poderá ser grosseira.

Com estas tensões, e recorrendo ao círculo de Mohr, foi possível encontrar as direções principais, como se apresentam de seguida na figura 6.12.

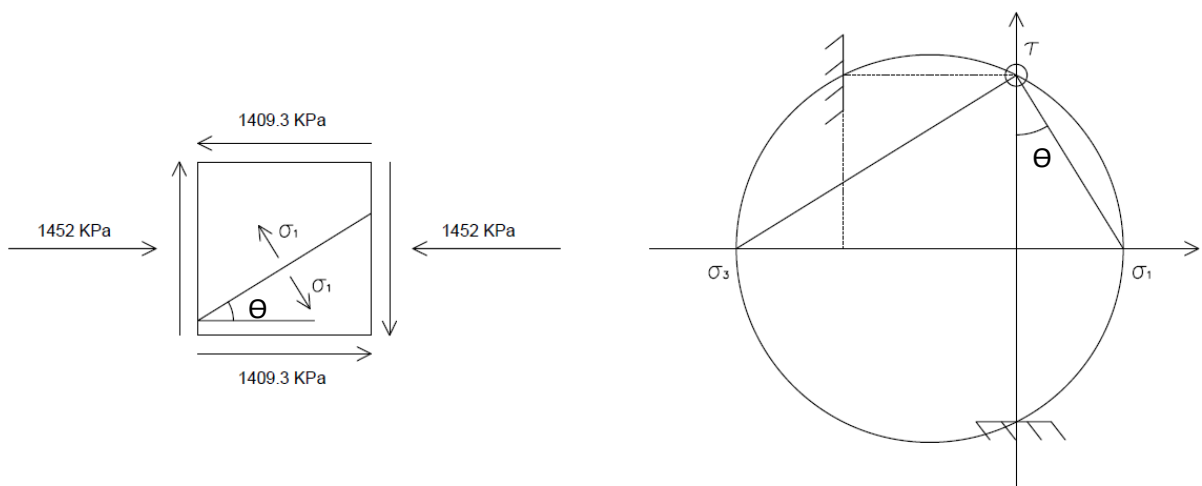


Figura 6.12 – Estado de tensão para o exemplo de cálculo

Esta análise através do círculo de Mohr permitiu encontrar a tensão principal de tração, assim como o ângulo da direção da formação da fenda. Estes tomaram o valor de 932.73 kPa e 32.023° respetivamente.

Através destes ângulos e conhecidas as armaduras, em que se optou por utilizar espaçamentos múltiplos de 5cm, o que resultou numa armadura de 2 ramos de ferro de 16mm espaçado de 15cm, foi possível resolver o sistema que se apresentou na equação 6.17.

Como dados de entrada do sistema, verificou-se a necessidade de quantificar um determinado número de parâmetros, dos quais dependem as expressões que foram apresentadas ao longo deste capítulo. Como tal, apresentam-se no quadro 6.4 todas as variáveis.

Quadro 6.4 – Parâmetros de Entrada no modelo

Parâmetros de Entrada			
σ_1 [kPa]	932.73	\emptyset arm vertical [m]	0.016
Θ (fenda; em graus)	32.023	Recobrimento arm vertical [m]	0.035
Asw/m, vertical [cm ² /m]	0.0053	smax, vertical	0.0016
Asw/m, horizontal [cm ² /m]	0.0053		0.1* \emptyset
bw [m]	1.062708	\emptyset arm horizontal [m]	0.016
bw eff [m]	0.5	Recobrimento arm horizontal [m]	0.051
bw eff [m]	0.5	smax, horizontal	0.0016 (0.1* \emptyset)
fck [Kpa]	40000	ρ_{eff} arm vertical	0.0107233
fcm [Kpa]	48000	sr,max, vertical, calc	0.626306381
fct,eff [kPa]	1000	ρ_{eff} arm horizontal	0.010723303
Ecm [kPa]	35000	sr,max, horizontal, calc	0.680706381
fyk [Kpa]	500000	sr,max [m]	0.468891103
Es [kPa]	200000000	sr,max, vertical	0.553045031
		sr,max, horizontal	0.884266986

Os dados do quadro 6.4 conduziram aos valores dos parâmetros resistentes na zona da fenda. Assim, serão apresentados dois estudos em que se intercalou a presença ou não de armadura longitudinal. No entanto, de todos os parâmetros apresentados, será importante detalhar alguns cujo cálculo não foi apresentado. Considerou-se como largura efetiva dos banzos, tal como definido pelo EC2, o somatório do valor de duas vezes e meia das distâncias das armaduras verticais, a cada uma das respetivas faces (quatro faces). Em relação ao fct,eff, e ao contrário do que sugere o regulamento (fctk_{0,05}), utilizou-se um valor mais baixo que tentará refletir o facto de as almas estarem sujeitas a um estado bi-axial de tensões.

Os valores que se apresentam no quadro seguinte refletem um equilíbrio que permite que a resultante de todas estas componentes, seja uma força com a direção, sentido e intensidade da força que resultou dos cálculos referidos anteriormente e em que se recorreu ao círculo de Mohr.

Inicialmente, serão apresentados os resultados para os quais se considerou unicamente armadura vertical, uma vez que este será o resultado de interesse para o método dos segmentos vazios, visto que, nas juntas, existe a já explicada falta de continuidade de armadura longitudinal.

Quadro 6.5 – Componentes do Equilíbrio

Parâmetros		
Cavilha da armadura vertical $FC_{,s=}$	561.0268	kN
Tração da armadura vertical $Ft_{,s=}$	1028.083	kN
Cavilha da armadura horizontal $FC_{,s=}$	0	kN
Tração da armadura horizontal $Ft_{,s=}$	0	kN
$\tau=$	55.62854	kPa
$\sigma=$	0	kPa
$w_{,a}=$	0.000518	m

Este equilíbrio pode ser materializado num modelo exemplificativo como o que se apresenta na figura 6.13 e nesta será possível analisá-lo por metro longitudinal de tabuleiro.

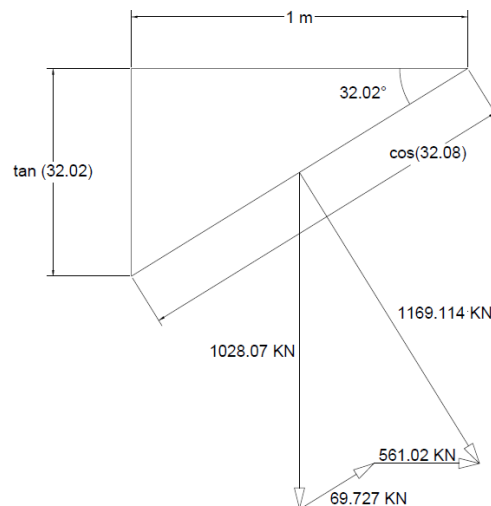


Figura 6.13 – Equilíbrio nodal na zona da fenda

Será também interessante perceber o desenvolvimento de todas estas forças em função do aumento do deslocamento. Este será apresentado nas figuras 6.14 a 6.18 em sequência, e demonstra algum do cálculo iterativo que foi necessário, uma vez que será possível observar a evolução das diferentes forças provocadas por uma abertura de fendas com direção e sentido perpendicular à direção perpendicular à fenda, coincidente com a direção apresentada na figura 6.12.

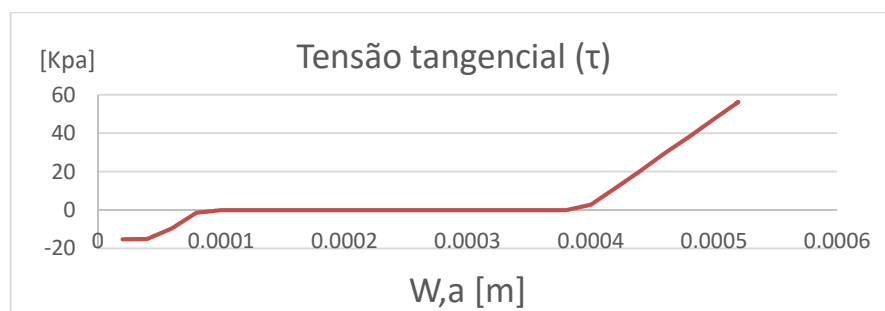


Figura 6.14 – Relação abertura de fendas-tensão tangencial

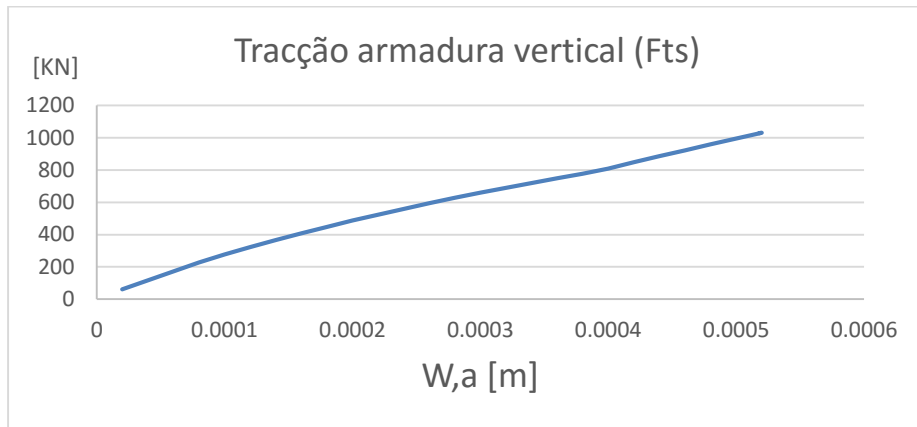


Figura 6.15 – Relação abertura de fendas - força tração na armadura

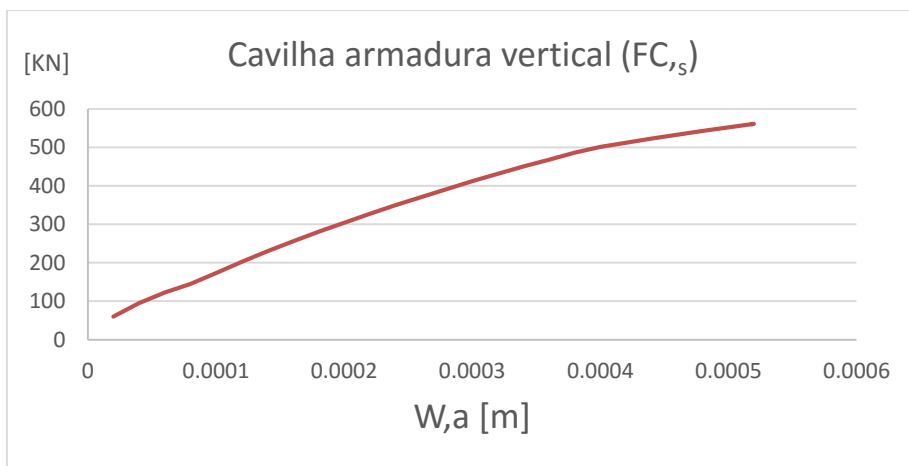


Figura 6.16 – Relação abertura de fendas - força cavilha na armadura

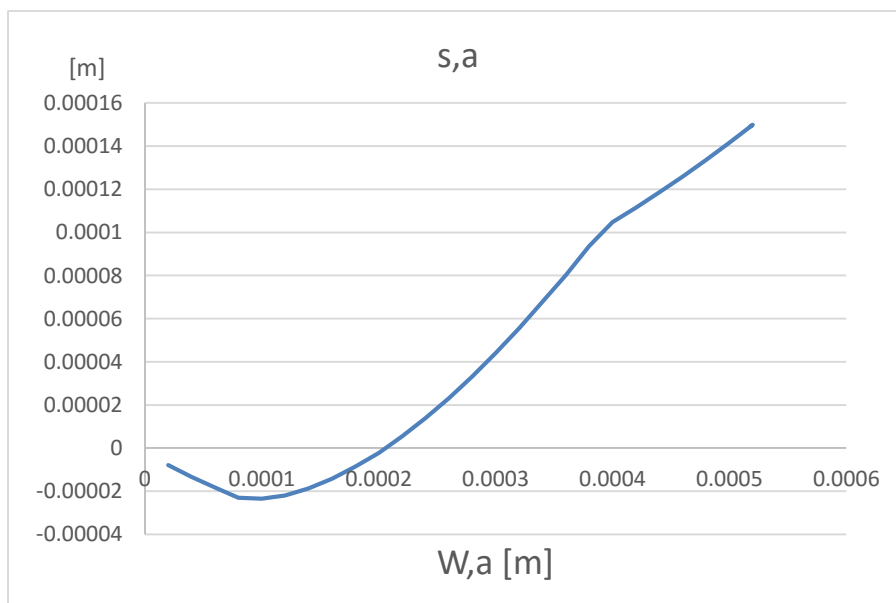


Figura 6.17 – Relação abertura de fendas – deslocamento superficial

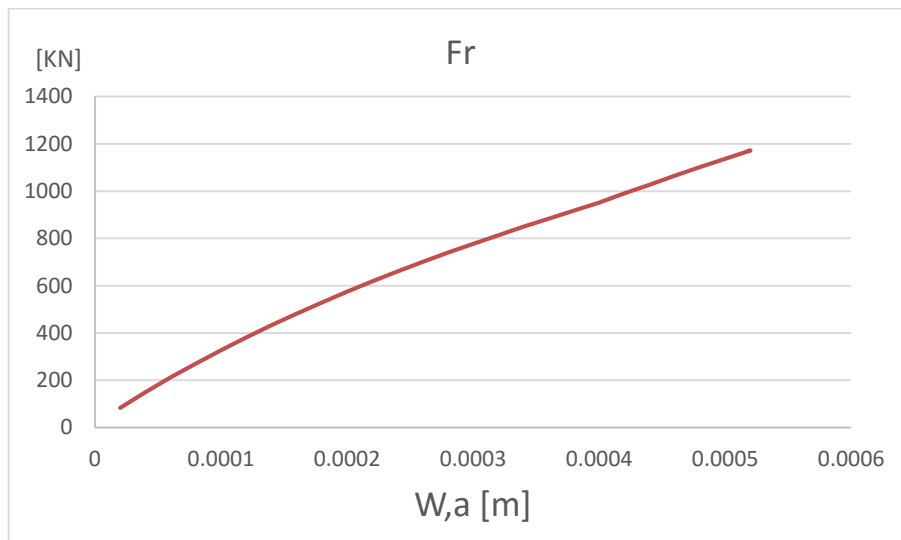


Figura 6.18 – Relação abertura de fendas – Força de tração principal

Da análise de todos os gráficos que se apresentaram anteriormente, será interessante perceber qual a influência de cada um dos parâmetros na evolução de cada uma das forças. Repare-se que qualquer alteração de tendência em cada uma das forças se reflete imediatamente em todo o equilíbrio, que se encontra materializado em todas as figuras anteriores (6.14 a 6.78).

No entanto, repare-se que a abertura de fendas apresenta um valor superior a 0.3mm e, como tal, estará identificado um problema inerente ao método dos segmentos vazios e que se apresentará como uma especificidade, visto que as secções, apesar de verificarem o anexo QQ do EC2, não permitem verificar uma abertura de fendas inferior à regulamentar.

Esta conclusão será transversal aos dois casos em estudo e não se apresentará como um caso particular do exemplo de cálculo. Como se poderá observar nas figuras 6.19 e 6.20, nas quais o azul representa o cumprimento do limite regulamentar de 0,3mm, assume-se a não existência de armadura longitudinal.

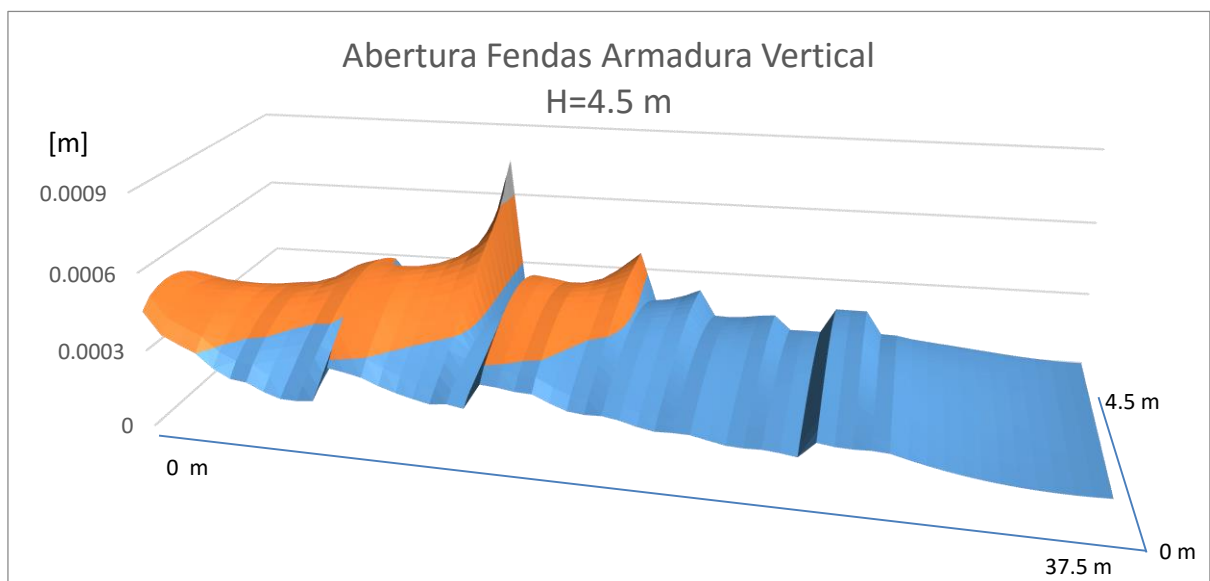


Figura 6.19 – Abertura de fendas ao longo do tabuleiro e ao longo da secção transversal

Como se poderá observar, sem armadura longitudinal, a abertura de fendas apresenta diversos problemas que são em parte atenuados devido ao efeito da introdução de novos cabos de pré esforço. Poderá verificar-se, tanto na figura 6.19 como na 6.20, que uma ancoragem e a respetiva entrada dos cabos de pré-esfoço resultam na diminuição da abertura de fendas. Como tal, será corroborada a ideia, amplamente difundida nesta dissertação, de que a zona ideal para a colocação de uma junta será nas proximidades do lado ativo de uma ancoragem, sendo que, neste caso em particular, a distribuição de tensões nessa zona deve ser alvo de estudo, uma vez que aí as tensões devido ao pré-esforço podem não ser lineares e os cálculos que se apresentaram não serem válidos, visto existir a possibilidade de comprimirem a zona inferior e tracionarem a superior mais do que um pressuposto num modelo de viga.

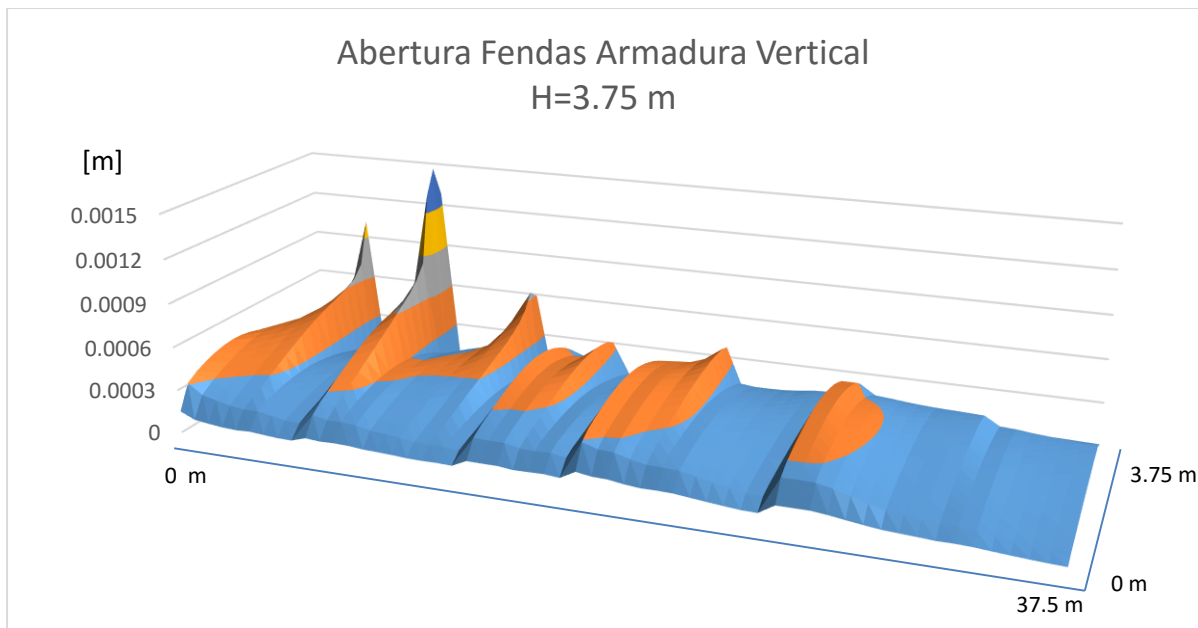


Figura 6.20 – Abertura de fendas ao longo do tabuleiro e ao longo da secção transversal

Repara-se que em ambas as figuras (6.19 e 6.20) será possível detetar graves problemas ao nível da fendilhação da alma, ganhando particular relevância na proximidade ao banzo inferior. No entanto, nesta zona, para além de as tensões se apresentarem normais à secção, não se incluíram os cabos de pré-esforço, nem o efeito de confinamento e redistribuição de esforços característico da presença dos banzos que, como já se demonstrou na primeira parte desta capítulo, conduzem a abertura de fendas muito inferiores às regulamentares.

Como tal, será importante analisar este problema nas zonas onde esse efeito tende a desaparecer, e que tenderá a ser agravado pelo facto de apenas existir armadura vertical. Estima-se que este efeito de abertura de fendas seja preponderante na zona a cerca de 2/3 da altura, que será a zona onde se inclui o caso demonstrativo e que apresenta problemas ao nível da fendilhação.

Como se demonstrará nas figuras 6.21 e 6.22, com armadura nas duas direções, estes problemas tendem a desaparecer, sendo que pontualmente se encontraram algumas zonas problemáticas, mas que, quando sobrepostas com as verificações do anexo QQ, permitem afirmar que a armadura utilizada neste caso de estudo ($\varnothing 16/0.15$), sendo superior à mínima, garantirá uma abertura de fendas regulamentar.

Tal como no caso demonstrativo apresentado anteriormente, os valores do equilíbrio com a presença de armadura longitudinal, como se apresentam no quadro 6.6, variam bruscamente, permitindo garantir uma abertura de fendas regulamentar.

Quadro 6.6 – Propriedades da secção do exemplo de cálculo (Armadura y e z)

Parâmetros		
Cavilha da armadura vertical $F_{C,s=}$	392.2112	kN
Tração da armadura vertical $F_{t,s=}$	712.4045	kN
Cavilha da armadura horizontal $F_{C,s=}$	279.0401	kN
Tração da armadura horizontal $F_{t,s=}$	227.4362	kN
$\tau=$	0	kPa
$\sigma=$	0	kPa
$w,a=$	0.000282	m

Tal como no caso anterior, apresentar-se-ão os gráficos (figuras 6.21 e 6.22) de abertura de fendas em todas as secções. Será de ressaltar que este equilíbrio estará garantido em todas as secções transversais mas que a dificuldade inerente ao relacionamento de todos esses pontos, não permitiu observar a sua interação com a sua vizinhança.

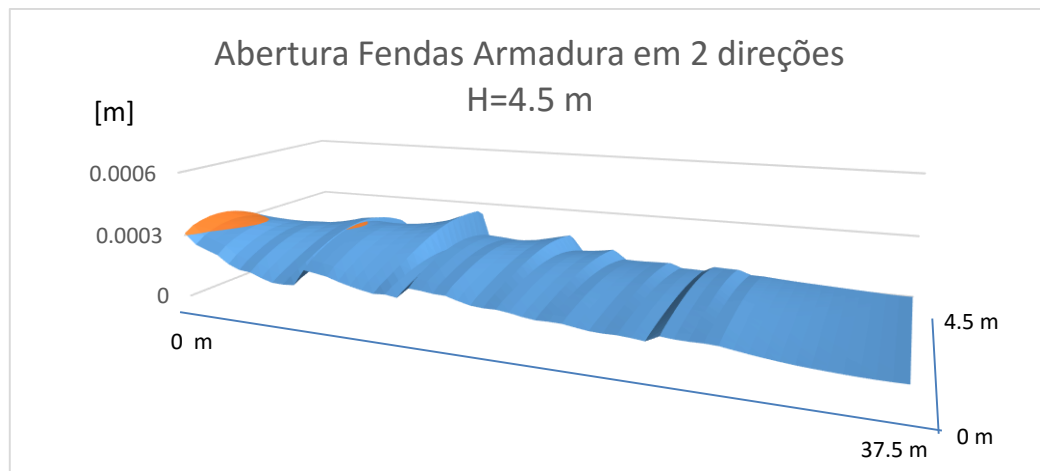


Figura 6.21 – Abertura de fendas com armadura nas duas direções

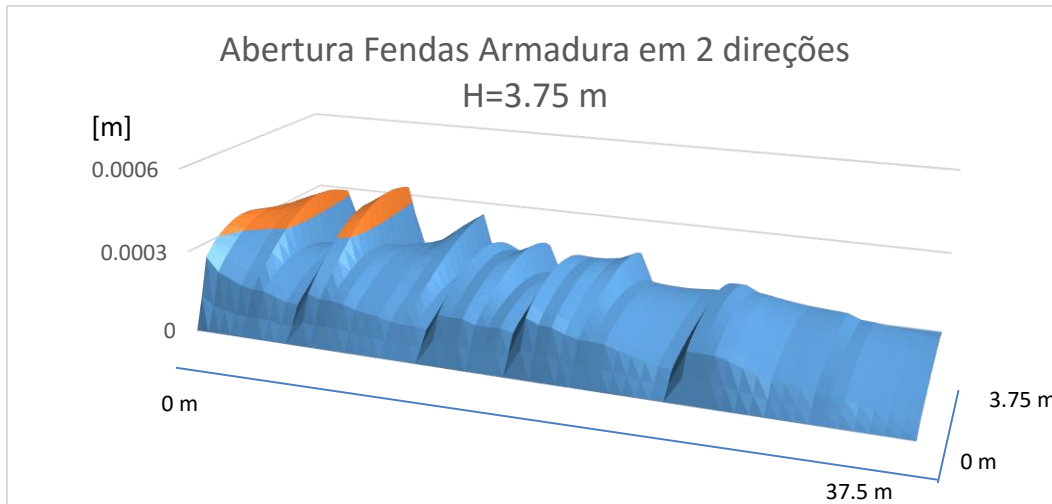


Figura 6.22 – Abertura de fendas com armadura nas duas direções

Pela análise dos gráficos poderá concluir-se que será possível otimizar o posicionamento das juntas, utilizando para tal uma combinação entre as zonas que menores problemas apresentam em relação à abertura de fendas. Este será mais um coeficiente otimizador a entrar em toda a grande equação do dimensionamento pelo método dos segmentos. No entanto, essas escolhas nem sempre permitirão verificar o regulamento, sendo por isso apresentado um novo subcapítulo onde se apresentarão algumas sugestões para solucionar as dificuldades inerentes à falta de continuidade de armadura longitudinal.

6.3.3. ANÁLISE DA INTERAÇÃO ARMADURA LONGITUDINAL - JUNTA

Antes de se apresentarem métodos alternativos para contornar o problema, será importante analisar qual o impacto de uma fenda na zona da junta. Como essa zona apresentará um comprimento reduzido, imediatamente após a abertura da fenda, ocorrerá alguma redistribuição de esforços e a armadura horizontal que se encontra nas imediações, apesar de estar interrompida, poderá ser mobilizada diminuindo assim o valor da abertura de fendas. No entanto, essa redistribuição será de difícil quantificação e apenas com modelos numéricos de elementos finitos que considerem as características não lineares dos materiais, será possível a sua quantificação. Contudo, o tempo de adaptação a um *software* que englobasse as armaduras no cálculo por elementos finitos impossibilitaria alguns dos estudos que foram feitos neste trabalho e como tal procurou-se uma solução alternativa muito simplificada e superficial que quantificasse de alguma forma essa possível redistribuição.

Essa solução baseou-se numa análise simplificada de elementos finitos em que se estudará a deformação de um elemento da alma do tabuleiro quando sujeito a cargas que provocariam uma deformação igual à abertura de fendas. Carregou-se a zona da junta com uma carga que originasse metade da abertura de fendas e na restante zona considerou-se uma carga que originasse um deslocamento equivalente à abertura de fendas considerando a armadura nas duas direções. Este estudo foi realizado considerando as aberturas de fendas calculadas anteriormente, sendo que a carga equivalente à abertura de fendas, na zona da junta, será aplicada ao longo de um comprimento de amarração.

Como se mostra na figura 6.23, considerou-se uma superfície inclinada com o valor do ângulo da fenda e quantificou-se a zona da junta como 2 vezes o comprimento de amarração dos varões horizontais, projetados na direção dessa mesma fenda, com base nas tensões calculadas anteriormente.

A quantificação da redistribuição de esforços que ocorrerá no betão será influenciada pelo módulo de distorção do betão. Uma análise mais crítica poderá colocar em causa a validade deste cálculo, uma vez que a abertura de fendas é influenciada pela aderência do betão às armaduras, betão este que se encontrará fendilhado. No entanto, este estudo é apenas uma tentativa de balizar estudos futuros para perceber a verdadeira dimensão dos problemas associados à abertura de fendas.

Obviamente que o betão fendilhado não apresentará as mesmas características do que o betão íntegro, mas, entre as fendas, será o betão o responsável por redistribuir os esforços e mobilizar a armadura horizontal na vizinhança. Neste trabalho entregou-se essa capacidade ao módulo de distorção e, apesar de poder ser colocado em causa, uma vez que poderá ser difícil de quantificar em betão fendilhado, esta parece ser a característica resistente do betão que permite evitar para o mesmo ponto dois deslocamentos diferentes.

Certamente que estes deslocamentos serão muito influenciados pela tensão na armadura (vertical e longitudinal), mas estima-se que o betão, através da sua capacidade redistributiva, permita esta análise superficial, pois esta capacidade será a razão teórica para a possível diminuição de tensão na armadura.

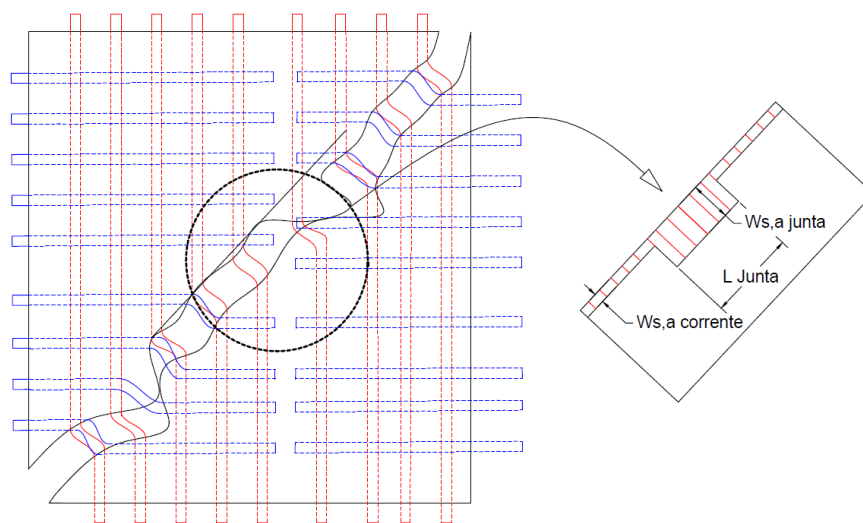


Figura 6.23 – Influência da armadura na zona da junta

Note-se que os deslocamentos (W_s) que se apresentam na figura 6.23 não serão possíveis numa estrutura contínua de betão armado, uma vez que um ponto não poderá apresentar dois deslocamentos, como se verifica nas quebras do pequeno modelo apresentado. Assim, através da redistribuição de esforços, o betão encontrará um equilíbrio entre os dois deslocamentos.

Uma forma de quantificar esta redistribuição será aplicar ao modelo que acima se apresenta (à direita) as cargas que levarão à tal deformada teórica. Em função do tamanho da junta, maior ou menor será a redistribuição de esforços.

O modelo de elementos finitos utilizado apresenta-se na figura 6.24 e, como facilmente se perceberá, quanto maior for a “largura” da carga que simula a abertura de fendas na junta, menor será a influência do betão com armadura longitudinal. A abertura tenderá a aproximar-se do valor que resultará do cálculo

quando aplicado o método apresentado no subcapítulo anterior para elementos unicamente com armadura vertical, uma vez que o traçado parabólico tocará, na junta, o traçado vermelho que se apresenta na figura 6.24, representativo dos valores de cálculo.

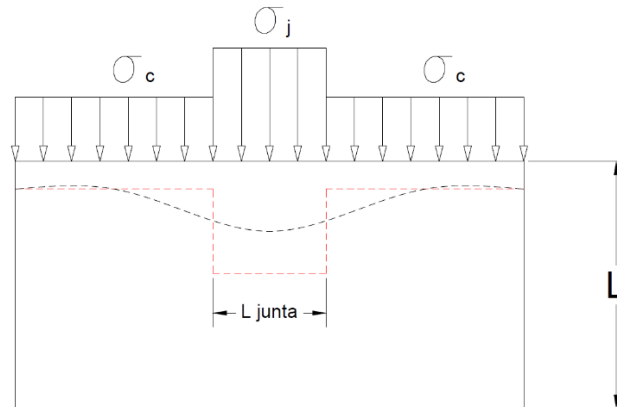


Figura 6.24 – Superfície modelada com elementos finitos

Da figura que se apresenta anteriormente, será importante quantificar as tensões a aplicar ao modelo e quantificar o comprimento da junta. A tensão tem como base o valor da abertura de fendas e o comprimento da junta tem como base o valor da tensão na armadura horizontal, calculado na segunda fase do exemplo que se apresentou anteriormente.

Esse comprimento de amarração pode ser calculado em função da equação 6.19, sendo que a tensão de aderência que se considerou foi a definida em 6.1, onde que foi definida como $1.47f_{ct}$.

$$L_{junta} = \frac{2\left(\frac{\sigma_s}{4 \cdot 1.47f_{ct}}\right)}{\cos(\theta)} \quad (6.19)$$

Como se referiu anteriormente, a expressão apresentada será uma tentativa de estimar o comprimento de junta atravessado pela escora. Simplificadamente, considerou-se que a junta será apenas uma interrupção na armadura, não existindo qualquer desfasamento, uma vez que a armadura horizontal será mobilizada em parte, antes de se atingir a totalidade do comprimento de amarração, desprezando-se essa contribuição.

Em relação às tensões de carregamento, estas foram definidas com base na expressão de encurtamento de uma barra, representada na equação 6.20.

$$\Delta l = \frac{Nl}{EA} \quad (6.20)$$

Reescrevendo a expressão, e considerando que o encurtamento será metade da abertura de fendas estimada, obtém-se a equação 6.21.

$$\sigma_i = \frac{w_{,a}}{2} \frac{E}{L} \quad (6.21)$$

Como se reparará na equação anterior, o valor da tensão a aplicar no modelo depende do seu desenvolvimento vertical. Este influenciará os resultados dos elementos finitos, uma vez que as distâncias às fronteiras poderão influenciar em muito a redistribuição. Teoricamente, os modelos deveriam utilizar uma altura igual à da distância máxima entre fendas (para que fosse válido o módulo de distorção de betão não fendilhado), no entanto, estes valores variavam entre 0,5 e 1m, e por essa razão escolheram-se aleatoriamente secções de controlo e para cada uma delas estudaram-se os modelos já referidos com alturas de 0,5, 0,75 e 1m. Em relação ao desenvolvimento horizontal, procurou-se que este atingisse uma dimensão tal para que a deformação vertical não fosse influenciada pelo efeito de empolamento. A título exemplificativo dos estudos realizados, surgem na figura 6.25 os resultados, onde se compara a deformada teórica com a do modelo.

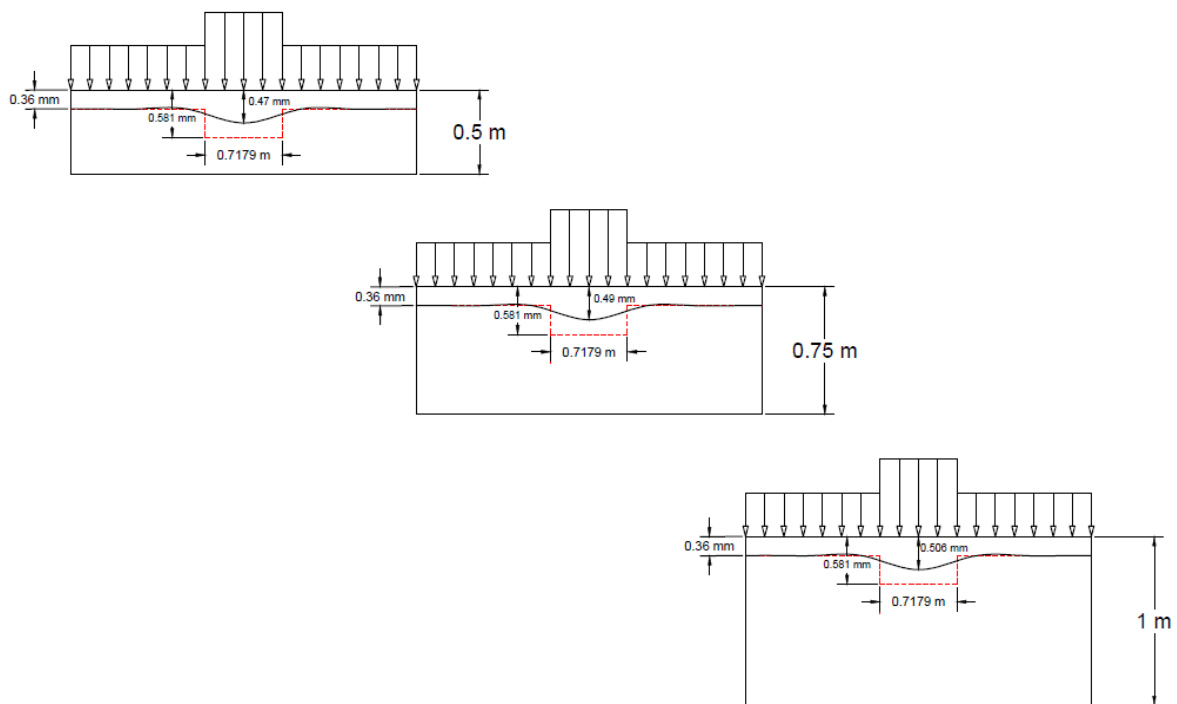


Figura 6.25 – Resultados da modulação simplificada da junta

Com base nas deformadas (retiradas da análise de FEM), que se apresentam a título exemplificativo na figura 6.25, foi possível comparar a abertura de fendas teórica, calculada anteriormente, com os modelos de elementos finitos e definir a diferença numa razão de abertura de fendas. Este valor permitirá materializar a suposta redistribuição de esforços, possibilitando o cálculo de uma abertura de fenda que, quando analisada a zona da junta, será coerente com as deformações da vizinhança.

Quando estudadas várias secções de controlo, com diferentes comprimentos de juntas, será possível obter um padrão de redução da deformada real em relação à teórica. Ajustando simplismente esta redução com uma linha de tendência, permitirá estabelecer, em função da dimensão teórica da junta, a

redução a aplicar ao cálculo teórico e assim balizar a real dimensão do problema de abertura de fendas nas juntas dos segmentos vazios.

Um exemplo dessa linha de tendência poderá ser observado na figura 6.24. Este, tratando-se de um exemplo simplificado, será baseado nos resultados de 6 secções (três de cada um casos de estudo), sendo que para cada uma delas foram realizadas as três análises atrás referidas em função da altura. Portanto, os valores que a seguir se apresentam, na figura 6.26, são o resultado de 15 estudos, e estes, não sendo de todo representativos, a título exemplificativo cumprem a sua missão.

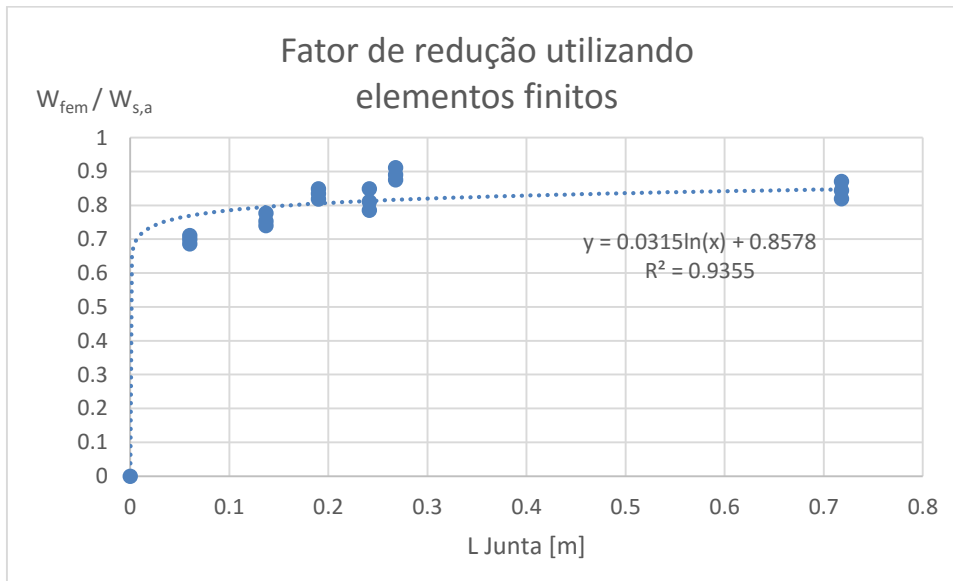


Figura 6.26 – Razão deslocamentos calculados pelo modelo e os teóricos ajustados com linha de tendência

Ajustando a linha de tendência que se apresenta na figura anterior aos valores apresentados no subcapítulo anterior, nas figuras 6.19 e 6.20, poderá estimar-se a verdadeira dimensão dos problemas relacionados com a abertura de fendas no método dos segmentos vazios.

Assim sendo, apresentar-se-ão os mesmos gráficos referidos no parágrafo anterior, mas escalados pela função que se apresenta na figura 6.26. Esses valores apresentar-se-ão nas figuras 6.27 e 6.28, nas quais se poderá reparar que a zona a azul, indicativa do cumprimento do regulamento, aumenta significativamente.

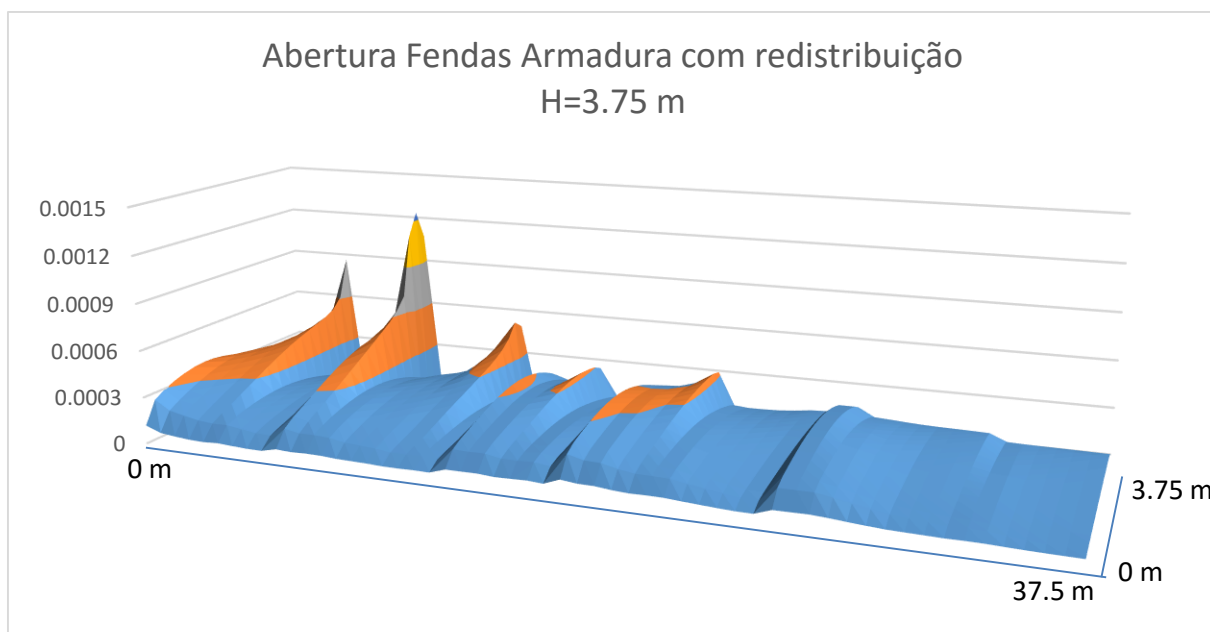


Figura 6.27 – Abertura de fendas com redistribuição [H=3.5m]

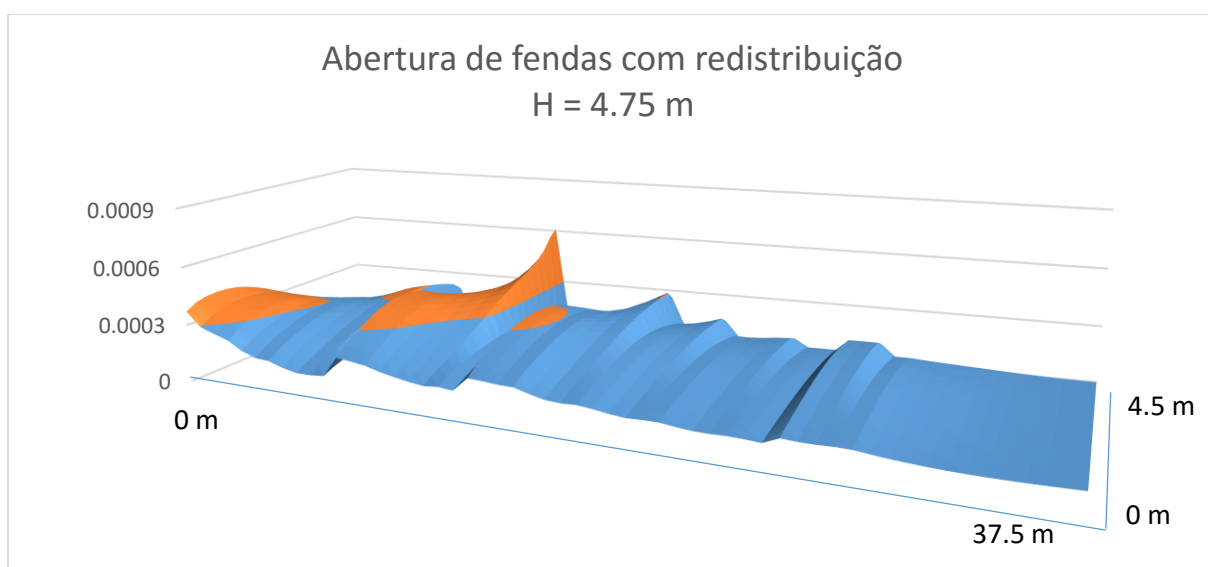


Figura 6.28 – Abertura de fendas com redistribuição [H=4.75m]

Pela análise dos gráficos apresentados nas figuras 6.27 e 6.28, compreender-se-á que as zonas problemáticas diminuem, alargando assim as zonas disponíveis para uma colocação válida das juntas. Poderá perceber-se que será possível estudar um posicionamento de juntas que permitirá garantir a inexistência de problemas de abertura fendas. No entanto, será necessário combinar este efeito com todos os outros que se apresentarão ao longo desta dissertação e escolher assim o melhor posicionamento para as juntas. Contudo, continua válida a ideia de que colocação de juntas próximo das ancoragens será a escolha ótima para este tipo de verificações.

Uma outra conclusão realçará o facto de as aberturas de fendas verificadas em todos os casos corroborarem a ideia de que se deve afastar a primeira junta o mais possível do apoio, pois será nessa

zona onde os valores de fendas atingirão maior intensidade na ausência de armadura longitudinal. Nos casos em estudo, se a primeira junta for materializada a 12 metros do apoio, estariam praticamente resolvidos todos os problemas relacionados com a abertura de fendas na alma. Como tal, recomenda-se que por esta e por todas as outras situações evocadas anteriormente, que se evitem juntas próximas do apoio pois não conduzirão de todo ao dimensionamento mais económico. No entanto, quanto maior for o vão, menor impacto terá este afastamento das juntas e para tal desenvolveram-se os estudos que se apresentam de seguida.

6.3.4. MÉTODOS ALTERNATIVOS PARA CONTROLO DA FENDILHAÇÃO

6.3.4.1 Solução com armadura vertical

Evitar juntas na proximidade ao apoio poderá não ser possível ou, em caso de ser materializável, poderá não resolver todos os problemas de fendilhação. Será importante, por isso, encontrar soluções alternativas para que seja possível executar a construção pelo método dos segmentos vazios verificando todos os parâmetros regulamentares.

A primeira solução alternativa será lógica, uma vez que, retirada a armadura longitudinal, intuirá o aumento da armadura vertical para “coser” a abertura de fendas. Existindo mais armadura vertical, para além da tensão na armadura baixar, com o aumento de armadura, aumentará para o mesmo deslocamento a força de cavilha mobilizável, pressupondo para a mesma força a equilibrar, um deslocamento menor.

Esta solução mostrou-se interessante, pois no caso de estudo com 4,5 metros de altura, e cuja abertura de fendas foi apresentada na figura 6.19 e 6.21, os resultados foram satisfatórios quanto a um possível aumento da taxa de armadura.

Se se atentar no pico máximo que cada um dos diagramas apresentados, estes ocorrem numa zona do tabuleiro em que a armadura de esforço transversal, condicionada pelo ELU, é de 4 ramos de Ø16//0.15.

Se não for realizada qualquer consideração acerca da redistribuição, isto é, utilizando como valor real o que resulta do cálculo pelo método apresentado em 6.2, um aumento da armadura para Ø16//0.10 permitirá garantir uma abertura de fendas de 0.3 mm. No entanto, esta diminuição de espaçamento, que aparentemente parece insignificante, corresponde a um aumento de 50% de armadura.

Assumindo a redistribuição que se discutiu anteriormente, esse valor poderia baixar para os 40% mas apenas seria materializável recorrendo a espaçamentos que não serão múltiplos de 5cm.

Porém, embora estes aumentos pareçam elevados, apenas ocorrerão em pequenas secções, facto que diluirá esse efeito no consumo total de armadura. É de salientar que a junta, tratando-se de uma descontinuidade, terá de ser tratada como tal e, em primeiro lugar, será necessário determinar a distância a considerar para essa descontinuidade. Nos regulamentos são definidas como zona de descontinuidade todas as zonas da estrutura que se encontrem a uma distância inferior à altura da secção, medida a partir da zona da descontinuidade. No entanto, esses casos são condicionantes para o dimensionamento em ELU e, neste método, o problema das juntas será de serviço, sendo assim necessário encontrar a distância para a qual as juntas perderão toda a sua influência.

Devido a estes factos, poderá ser interessante considerar o comprimento de amarração das armaduras horizontais para cada um dos lados da junta, uma vez que, após a entrada destas ao serviço, o acréscimo de armadura vertical deixa de ser justificável, exceto se a secção com armadura nas duas direções não verifique o regulamento. Como no caso em estudo, em todas as secções estará validada a condição

implicada pela verificação do anexo QQ da parte 2 do EC2, por segurança, pensa-se que será considerado como distância de descontinuidade o valor de duas vezes o comprimento de amarração para cada um dos lados da junta. Esta distância poderá ser justificada pelas que as incertezas quanto ao cálculo da aderência, e do respetivo modelo de fenda, não permitindo identificar nesta fase a real dimensão da região de descontinuidade.

Analisando os resultados, estima-se que um valor de comprimento de amarração que ronde os 25 cm representará a média da secção, facto que pressuporá um comprimento de junta de 1 m (4*0.25).

Se o aumento de 50 % se verificar em todas as juntas do tabuleiro (facto que não representa a realidade), no caso em estudo, para um vão de 75m, serão necessárias 7 juntas, o que representará 7 m de aumento de armadura. Quando comparado com o vão inteiro e toda a armadura necessária, este valor torna-se residual, como se mostra na equação 6.22.

$$\frac{150 \% * 7 \text{ m} + 100 \% * 68 \text{ m}}{75 \text{ m}} = 104.67 \% \quad (6.22)$$

Como se pode observar, este aumento (referindo apenas a quantidade de armadura em estribos) será da ordem dos 4,5% e, por ser baixo, poderá justificar algum movimento da junta, em casos que seja mais favorável, para uma posição não tão eficiente a este nível.

6.3.4.2 Solução com recurso a pré-esforço

Tal como na análise anterior, procurou-se reduzir o pico de abertura de fendas, mas alterando a quantidade de pré-esforço. Para essa secção, que se encontra a 12 metros do apoio e imediatamente antes da entrada de uma família de cabos de pré-esforço ao serviço, os cabos de pré-esforço que são propostos na secção inicial e que se apresentaram no capítulo 4, incluíam 196 cordões distribuídos pela geometria que se apresentou nesse mesmo capítulo. Contudo, esta solução inicial não permitiu a verificação da abertura de fendas regulamentar. Após um cálculo iterativo, verificou-se que seria necessário aumentar os cabos que são dispensados na zona do apoio de 2*12 para 2*19 e uma das famílias de 2*19 para 4*12 (não considerando as respetivas dificuldades de implantação na secção transversal). Este aumento traduziu-se na necessidade de utilizar 220 cordões (um aumento de cerca de 12%) e, como os cabos se desenvolvem ao longo de todo o tabuleiro, este será o impacto total na obra em termos de aumento de Pré-Esforço. Quando comparada com o aumento de 4% da armadura vertical, a solução com pré-esforço não se apresenta economicamente competitiva, para além do facto de os processos de instalação de armadura ativa serem mais morosos e por essa razão mais dispendiosos do que a simples dobragem de mais alguns varões, o que poderá afastar o método dos segmentos vazios do slogan “Ultra fast construction”.

6.3.4.3. Soluções para estabelecer a continuidade longitudinal

De todas as soluções anteriormente apresentadas, estas serão provavelmente as menos eficientes, uma vez que apresentam uma tendência para contrariar os fundamentos do método e complicarão o processo construtivo.

A primeira solução passará por resolver a fendilhação da alma com um sistema que permita o deslizamento de armaduras nervuradas, na horizontal nessa zona, e assim possibilitar a continuidade estrutural nas juntas. Basicamente esta solução poderá ter um impacto reduzido no tempo construtivo

uma vez que será necessário garantir a solidarização entre os segmentos vazios e as bainhas de pré-esforço, na fase de pré-betonagem. Como para garantir esse alinhamento perfeito estará pensada a ação executada pela mão humana, que na zona das juntas irá unir os segmentos com um sistema de fechos, uma solução com calhas, adaptadas ao característico movimento destes equipamentos poderá ser uma solução eficiente. Como estes fechos pressupõe um movimento para a frente na direção do engate para que depois ocorra o tensionamento, poderá ser aproveitado para fazer deslizar uma malha de armaduras na direção do atravessamento da junta.

Uma outra solução surgirá naturalmente da análise do modelo de escoras e tirantes mas tenderá a complicar muito o processo construtivo. Essa solução passaria por usar juntas inclinadas, na direção perpendicular à escora de compressão, com estribos inclinados. Como se perceberá, esta situação seria favorável uma vez que os estribos apresentariam uma direção próxima da direção principal de tração. Nesse caso, em cada uma das secções transversais, a presença da junta seria diluída, uma vez que não existiria uma superfície cuja descontinuidade poderia colocar em causa a utilização do método. Para além desse facto, uma solução com juntas inclinadas permitiria algum cruzamento entre as armaduras de segmento que, com a devida geometria poderia ser utilizada para garantir a continuidade nas almas do tabuleiro. A título exemplificativo apresenta-se a imagem 6.29 que exemplificará este tipo de juntas, mas sobre as quais é sabido que levarão o método construtivo em estudo para o campo da ineficiência e, como tal, deve ser apenas uma solução de recurso em último caso.

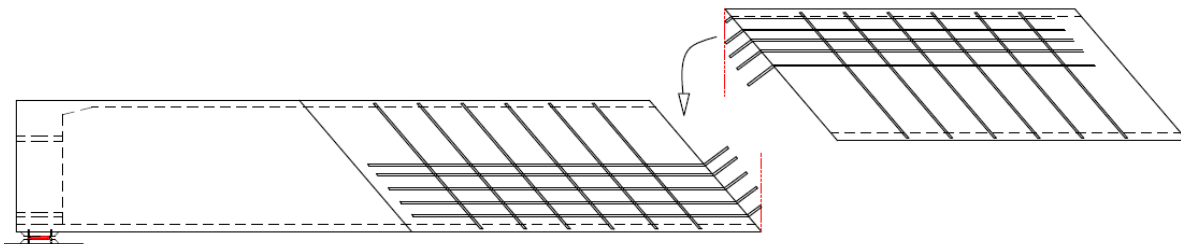


Figura 6.29 – Construção pelo método dos segmentos vazios com juntas inclinadas e continuidade de armadura

6.3.4.4. Betão Reforçado com Fibras

Como as juntas apresentam um pequeno desenvolvimento no tabuleiro, as propriedades deste material à tração poderão compensar a falta de armadura longitudinal naquela zona.

No entanto, para além do estudo das implicações estruturais, deve ser analisado em estudos futuros o impacto económico desta alternativa, uma vez que este tipo de material é mais oneroso e terá de ser utilizado em toda a dimensão do tabuleiro.

7

CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

7.1. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Este trabalho, tal como o próprio título o indica, desenvolveu-se com o objetivo de abordar pela primeira vez uma temática com características promissoras e as suas conclusões foram surgindo naturalmente e de uma forma cíclica que, de um modo esperado, caracterizaram uma abordagem com um certo grau de profundidade. Procurou-se a globalidade do problema, sendo que, por se tratar de uma primeira abordagem, nada permitirá concluir quanto à viabilidade do método e, tendo esta ideia sempre presente, procurou-se trabalhar uma base que num futuro próximo permita estudos aprofundados no sentido da materialização do método dos segmentos vazios.

O objetivo, a que se aluz no parágrafo anterior, abordou essencialmente o estudo do comportamento estrutural de um tabuleiro, construído pelo método dos segmentos vazios. No entanto, partindo da construção de pontes, passando pela otimização de processos e pela evolvente do dimensionamento, muitas foram as áreas estudadas para que fosse possível perceber a viabilidade de um método construtivo. Este como se referiu tentará aproveitar as boas características da construção de tabuleiros, recorrendo a aduelas pré-fabricadas, e colmatando as suas deficiências, recorrendo a uma betonagem *in situ*.

Essa análise ao comportamento estrutural conheceu muitos avanços e recuos e surgiu de uma necessidade inata de procurar métodos alternativos para os estudos das condições de dimensionamento, uma vez que a inexistência de armadura longitudinal passiva nas juntas tornou desaconselhável a utilização dos pressupostos de cálculo, tidos como válidos para uma solução corrente.

Como tal, a organização desta dissertação poderá refletir a organização deste último capítulo, pois, para resolver esses problemas de validação de métodos de cálculo, inicialmente discutiram-se os problemas que colocariam em causa a integridade estrutural de um tabuleiro, dimensionado pelo método em estudo, para que, depois de percebidos os pressupostos nos quais estes se baseiam, fosse possível passar para uma análise que garantisse as boas condições para a utilização da infraestrutura.

Seguindo esta organização, este subcapítulo tentará recordar todas as etapas atravessadas no sentido de aferir as especificidades inerentes ao método construtivo dos segmentos vazios. Para tal, será interessante relacionar cada uma das conclusões com as imagens que nas determinadas áreas serviram de comparação e conclusão para cada uma das especificidades.

Lembre-se que se identificaram nas figuras 4.6, 4.7, 4.8 e 4.10 os problemas que poderiam advir de uma formação de um padrão de fendas vertical e relembre-se que, com a ajuda da explanação patente na figura 4.11, devido à possível falta de equilíbrio do modelo de escoras e tirantes, se deveriam evitar as juntas próximas da secção de apoio.

Essa ideia acabaria por ser corroborada pelo estudo realizado acerca do comportamento resistente ao esforço transversal, apresentado nas figuras 5.4 e 5.5, uma vez que levaria a um aumento da armadura necessária. Será importante referir que este estudo justificou o recurso ao Model Code 2010, uma vez que este regulamento previa a interferência na resistência do estado de deformação de uma secção que, numa junta sem armadura longitudinal, poderia variar bruscamente e condicionar assim o dimensionamento. No entanto, a presença da junta não se mostrou um problema em grande escala quanto ao consumo de armadura, desde que as juntas aparecessem afastadas do apoio. Quando comparado com o EC2, verificou-se um aumento da armadura necessária, principalmente devido à inclinação máxima permitida à escora, e que atestou as cautelas que se tomaram na análise desta problemática.

No entanto, e ao contrário do esforço transversal, na flexão, o posicionamento das juntas poderá aumentar a quantidade de pré-esforço necessária e, como tal, apresentou-se, na figura 4.10, um método simplificado que indicaria, à partida, quais as zonas mais indicadas para a implantação de uma junta. Como o leitor estará recordado, quando analisou as figuras 5.9 e 5.10, este método construtivo apresentou uma especificidade que essencialmente se refletia na falta de capacidade resistente dos cabos de pré-esforço às ações fletoras de estado limite último. Verificou-se, porém, que uma boa escolha no posicionamento das juntas poderia atenuar esta falta de resistência em cerca de 6 a 8%.

A mesma falta de resistência colocou em causa a ideia de que, normalmente, no dimensionamento de tabuleiros, as combinações condicionantes para o pré-esforço são as de estado limite serviço. Recorde-se que se identificou, neste campo, uma especificidade, pois os cabos de pré-esforço dimensionados com critérios simplificados de serviço, contrariamente ao usual, não verificavam as condições de ELU.

Assumindo estas conclusões e pressupostos, e sem alterar a armadura na secção, no sentido de se perceber quais os estados limite condicionantes para o dimensionamento, iniciou-se a análise ao estado limite de serviço.

Nesse campo, concluiu-se que teria de ser encontrado um método alternativo, para o controlo de fendas no banzo tracionado, uma vez que o cálculo proposto pelo EC2 se mostrou incoerente. Com esse novo método, os resultados apoiando-se na baixa tensão de tração no betão, que os usuais critérios de pré dimensionamento da armadura de pré-esforço introduzem na estrutura, e conseqüentemente na armadura, mostraram-se muito inferiores ao permitido, uma vez que ficaram a cerca de ¼ do valor de 0,2mm máximo assumido.

Em relação à fendilhação na alma, as conclusões foram opostas e a inexistência de métodos de cálculo adaptados aos segmentos vazios revelou-se um desafio que, com a preciosa ajuda e estudos do professor Carlos Sousa foi superado. O exemplo de abertura de fendas, que se apresentou na figura 6.4, assentava o seu equilíbrio na tração longitudinal da armadura, que aparecia numa só direção, e no efeito de grampo e cavilha, que permitiam o equilíbrio na direção da fenda.

Este método revelou que existem efetivamente problemas ao nível da fendilhação na alma que, pela verificação do anexo QQ do EC2 parte 2, não existiria se se garantisse a armadura mínima. A identificação destes problemas foi possível aquando da observação das figuras 6.19 e 6.20 que, quando comparadas com as 6.27 e 6.28, era possível verificar a importância da armadura longitudinal.

Saliente-se que todos esses cálculos se apresentaram como grosseiros, uma vez que não se tinha em conta os estados de tensão nem a quantidade de armadura na vizinhança e nem a proximidade aos banzos.

Como tal, realizou-se uma análise simplificada no sentido de aferir até que ponto a redistribuição de esforços, e esta seria uma realidade na zona das juntas, e os resultados apresentados nas figuras 6.27 e 6.28, mostraram que, embora os problemas não desaparecessem, seria possível escolher uma distribuição de juntas tal, que permitisse que todas fossem colocadas em zonas sem problemas de fendilhação.

No entanto, como o problema não deixaria de existir se a distribuição de juntas fosse condicionada por outros fatores, apresentaram-se uma série de alternativas para que fosse possível verificar a abertura de fendas regulamentar.

Inicialmente, propuseram-se soluções ao nível da armadura e verificou-se que um aumento de armadura transversal na ordem dos 4% seria o necessário. Por outro lado, seria necessário um aumento de 12% de armadura de pré-esforço para garantir uma abertura de fendas máxima de 0,3mm.

Caso estas soluções não sejam materializáveis, outras soluções, como correr a armadura nas almas ou recorrer a juntas inclinadas, foram discutidas e exemplificadas ao longo do trabalho.

Como será facilmente perceptível, encontraram-se algumas especificidades deste método construtivo e, embora o tempo não permitisse abordar alguns temas que decerto se poderão apresentar como especificidades. No entanto, os resultados apresentaram-se satisfatórios e esta primeira abordagem, que, mesmo sendo superficial, parece augurar bom futuro para o método construtivo dos segmentos vazios, pelo menos em termos estruturais. Em outras áreas, outros estudos terão de ser feitos, nomeadamente ao nível da construção, que poderão levar ao desenvolvimento de trabalhos, cuja análise mais aprofundada poderá abordar temas tão diversos como os que se apresentam no próximo e último subcapítulo.

7.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Este último subcapítulo poderia nem existir e no lugar dele surgir o título deste trabalho, que se inicia por primeira abordagem. Esse rótulo pressupõe por si só desenvolvimentos futuros e nele estará corporizado o árduo caminho que terá de ser percorrido até que se possa classificar o método dos segmentos vazios como um processo construtivo.

No entanto, ao longo deste trabalho foram surgindo algumas ideias e dificuldades que o tempo não permitiu materializar e são, por isso, sugeridas como o próximo passo para a análise deste método construtivo e que poderá ser baseado em todo o trabalho que se apresentou ao longo desta dissertação.

O primeiro estudo a realizar terá de passar pelo recurso ao cálculo computacional utilizando modelos de elementos finitos que considerem o comportamento não linear dos materiais, nomeadamente para validar todos os resultados apresentados no capítulo anterior. Principalmente devido à particularidade das juntas, e a sua interação com a armadura, recomenda-se, entre outros, a utilização do TNO Diana, pois permite a modulação de um elemento de betão armado e, passando o pleonasma, a possibilidade de modular a própria armadura e o seu comportamento no interior do betão.

Depois de validados estes resultados e estudadas algumas situações particulares, os ensaios laboratoriais terão de ser uma realidade para provar a validade física dos modelos discutidos anteriormente. No entanto, com o aparecimento do novo paradigma do cálculo automático, os ensaios apenas serão justificáveis quando os resultados numéricos apontem para resultados coerentes que justifiquem a sua validação experimental. No Passado recorria-se a inúmeros ensaios à escala real para validar os modelos estruturais e construtivos, situação que hoje em dia apenas será justificada quando os resultados

convergirem para um ponto em que as características inovadoras do método justifiquem a validação dos modelos de cálculo.

Apresentados estes dois aspetos mais gerais, que constituem a evolução natural deste trabalho, será interessante apresentar também os aspetos particulares que se foram detetando e que, por várias razões, não foram estudados.

Em termos de estado limite último, a torsão não foi estudada e, embora os cabos de pré-esforço no banzo inferior possam equilibrar a treliça tridimensional que caracteriza a resposta a esta ação, este fenómeno não poderá deixar de ser alvo de estudo. Para além desse facto, a ideia da fenda vertical e consequente rotura do tabuleiro também terá de ser questionada e validada. Para tal, poderá ser interessante perceber o campo de aplicabilidade dos fenómenos que foram referidos ao longo deste trabalho, defendidos por Leonhardt, acerca da influência da direção da armadura no posicionamento das juntas.

Também os vãos com continuidade terão de ser estudados, pois a variação dos cabos de pré-esforço nessas situações poderá colocar determinadas zonas do tabuleiro na presença de juntas sem quaisquer modelos resistentes devido à importâncias da armadura longitudinal nas zonas de transição do traçado. No entanto, como se tirará proveito da continuidade para redistribuir os esforços no tabuleiro, as conclusões acerca da invalidade dos métodos de pré-dimensionamento de serviço poderão ser contrariadas.

Em relação à fendilhação na alma, muito trabalho terá de ser realizado para se provar a assertividade do modelo apresentado. Porém, a redistribuição de esforços, a consideração do tabuleiro como um todo e a possibilidade da evolução da abertura de fendas em altura devem ser estudadas para que o método possa ser aplicado na construção de tabuleiros. Para além da alma, também os fenómenos de corte entre a alma e o banzo terão de ser estudados, uma vez que as escoras de compressão que as caracterizam também atravessam a zona das juntas e os problemas que surgiram na alma podem surgir nos banzos.

Essas mesmas almas, e também as lajes, justificam um estudo pormenorizado da sua flexão transversal que poderá aumentar a abertura de fendas, para que possam ser previstas especificidade induzidas pelo método construtivo. Neste sentido, e tal como no dimensionamento de aduelas pré-fabricadas, a flexão transversal da laje superior deve ser estudada, particularmente na zona da junta. Dependendo do tipo de tensão instalada na secção, a falta de ligação entre os segmentos dificultará a redistribuição longitudinal de esforços, facto que, em termos de esforço transversal e flexão, poderá levar a um aumento da armadura transversal, devido à passagem dos rodados entre segmentos.

Em relação ao tráfego, serão importantes as análises à fadiga, pois será necessário perceber se uma ponte construída com o método em estudo nesta dissertação apresentará bom comportamento ao carregamento de ações cíclicas e intensas. Tal como nas pontes ferroviárias, a zona das juntas com tendência para a fendilhação poderá submeter os cabos de pré-esforço a oscilações de tensão que, como acontece nas aduelas pré fabricadas, poderão condicionar o consumo de pré-esforço pela fadiga.

Por último, faz-se referência ao estudo da fase construtiva, uma vez que durante a fase de cura do betão, que ocorrerá antes da aplicação dos cabos de pré-esforço, a retração livre encontrará impedimentos devido a fatores como o atrito dos aparelhos de apoio e da própria cofragem, ou a outros fatores que limitem a livre deformação do tabuleiro. Estes poderão por sua vez levar ao aparecimento de trações na secção e consequente fendilhação na zona das juntas. Com é sabido, estas apresentarem uma baixa resistência a ações de tração no alinhamento longitudinal do tabuleiro pois, naquela fase, o pré-esforço não se encontrará ativo e as armaduras longitudinais não existirão.

A fase de ancoragem dos cabos de armadura ativa, também deverá ser alvo de estudo uma vez que, no caso de surgirem trações na secção devido às baixas cargas na fase construtiva, que podem ainda contar com a influência do cimbra, apesar de o OPS atenuar este efeito, não existirá longitudinalmente no banzo superior qualquer meio de equilíbrio para além do betão.

A dúvida é o ponto de partida para encontrar certezas. É formulando hipóteses, verificando possibilidades, experimentando, que surgem as conclusões. São estas que permitem a evolução, e nesse sentido os parágrafos anteriores apresentam as validações necessárias para a elevação dos segmentos vazios a método construtivo.

BIBLIOGRAFIA

- [1] *Eurocódigo 0, Bases para o Projecto de Estruturas (EN 1990)*, Comité Europeu para a Normalização (CEN), 2009
- [2] *Eurocode 0 – Annex A2, Application for Bridges (EN 1990 – Annex A2)*, Comité Europeu para a Normalização (CEN), 2005
- [3] *Eurocódigo 1, Ações em Estruturas, parte 1-1 – Ações Gerais (EN 1991-1-1)*, Comité Europeu para a Normalização (CEN), 2009
- [4] *Eurocode 1, Actions on structures, part 2 – Traffic Loads on Bridges (EN 1991-2)*, Comité Europeu para a Normalização (CEN), 2010
- [5] *Eurocódigo 2, Projecto de Estruturas de Betão, parte 1-1 – Regras gerais e regras para edifícios (EN 1992-1-1)*, Comité Europeu para a Normalização (CEN), 2010
- [6] *Eurocode 2, Design of Concrete Structures, part 2 – Concrete Bridges – Design and Detailing Rules (EN 1992-2:2005)*, Comité Europeu para a Normalização (CEN), 2005
- [7] *The fib Model Code for Concrete Structures 2010*, Fédération Internationale du Béton, Ernst & Sohn, 2013.
- [8] Pacheco, P., *Multi-span large-decks – the organic prestressing impact*, Multi Span Large Bridges, Porto, Junho, 2015
- [9] Ferraz, M. (2001). *Um Modelo de Análise para o Estudo de Pontes como Estruturas Evolutivas*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- [10] Benaim, R., *The Design of Prestressed Concrete Bridges – Concepts and Principles*, Taylor & Francis, Londres, 2008.
- [11] Reis, A. J., *Apontamentos de apoio às aulas da disciplina de Pontes do Instituto Superior Técnico*, Lisboa, 2002.
- [12] Castrodale, Reid W., White, Christopher D., NCHRP Report 517, Extending Span Ranges of Precast Prestressed Concrete Girders, National Cooperative Highway Research Program, Washington DC, 2004.
- [13] Cortesia Airong Chen
- [14] www.lusoponte.pt
- [15] Tarrataca, T., *Construção de Pontes com Aduelas Pré-Fabricadas*, Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, 2009.
- [16] <http://i4.ytimg.com/vi/S3Kf9e6JgF4/maxresdefault.jpg>
- [17] <http://pt.slideshare.net/apalmer812/precast-segmental-concrete-bridges-a>
- [18] <http://home.online.no/~oddjoha2/stolmasundet.jpg>

- [19] Lopes, F., *Comparação de Consumo de Pré-Esforço em Diferentes Soluções Construtivas de Pontes Pré-Esforçadas de Médio/Grande Vão*, Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, 2014.
- [20] Malm, R., *Shear cracks in concrete structures subjected to in-plane stresses.*, Tese de Doutorado em Engenharia Civil, Royal Institute of Technology (KTH), Suécia, 2006.
- [21] Leonhardt F., Mönning E.,(1977). *Construções de Concreto- Volume 2*, Livraria Interciência, Rio de Janeiro.
- [22] Vecchio, F., Collins, M. *The Modified Compression Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear*. ACI Structural Journal, Março-Abril, 1986.
- [23] Sigrist, V., Bentz, E., Ruiz M. F., Foster, S., Muttoni, A., *Background to the fib Model Code 2010 shear provisions – part I: beams and slabs*. Structural Concrete 14, no.3, 2013.
- [24] Bentz, E., Vecchio, F., Collins, M. *Simplified Modified Compression Field Theory for Calculating Shear Strength of Reinforced Concrete Elements*. ACI Structural Journal, Julho-Agosto, pp.614-624.
- [25] Hendry, C. R., Smith, D. A., *Designers' Guide to EN1992-2, Part 2: Concrete Bridges*, Thomas Telford, Londres, 2007.
- [26] <http://www.smcon.co.jp/>