

Estudo de Pontes com Tabuleiro Misto Aço-Betão em Caixaão

Manuel Maria Teixeira d'Aguiar Norton Brandão

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em

Engenharia Civil

Orientador: Prof. José Joaquim Costa Branco de Oliveira Pedro

Júri

Presidente: Prof. Jorge Miguel Silveira Filipe Mascarenhas Proença

Orientador: Prof. José Joaquim Costa Branco de Oliveira Pedro

Vogal: Prof. Ricardo José de Figueiredo Mendes Vieira

Fevereiro de 2015

Resumo

Na presente dissertação estudam-se os fenómenos específicos associados à análise e ao dimensionamento de tabuleiros mistos aço-betão em caixão, nomeadamente em serviço e durante a construção por lançamento incremental.

Identificam-se e estudam-se em primeiro lugar os fenómenos de *shear lag*, de encurvadura de placa reforçada comprimida, de encurvadura de placa sujeita a um esforço transversal, da resistência de uma placa sujeita ao *Patch Loading* e os efeitos de distorção da secção transversal de tabuleiros em caixão, sendo apresentadas as metodologias de análise e dimensionamento propostas nos Eurocódigos.

Estas metodologias são aplicadas num caso de estudo de um Anteprojecto de um tabuleiro misto aço-betão em caixão de uma ponte rodoviária com vãos interiores tipo de 63 m. Neste exemplo realiza-se a análise estrutural, a verificação da segurança da laje e a verificação de segurança global do tabuleiro tanto em serviço como durante o lançamento incremental do tabuleiro.

Deste estudo conclui-se que: a) efeito de *shear lag* e de encurvadura da placa reforçada comprimida são determinantes no dimensionamento do fundo do caixão do tabuleiro, b) que a encurvadura das almas devido ao esforço transversal e as verificações locais associadas ao fenómeno de *Patch Loading* durante o lançamento incremental condicionam o dimensionamento das almas, e c) que o efeito da distorção da secção transversal do tabuleiro é minimizado de forma significativa quando são utilizados diafragmas ao longo do vão.

Palavras-chave: Pontes, Tabuleiro misto aço-betão, Tabuleiro em caixão, *Shear lag*, Encurvadura de placas, *Patch Loading*, Distorção, Lançamento incremental.

Abstract

This dissertation studies the specific phenomena associated with the analysis and design of composite box girder decks, namely under service conditions and during the incremental launching stages of construction.

Primarily, the phenomena of *shear lag*, stiffened plate buckling due to direct stresses, plate buckling due to shear, resistance to *Patch Loading* and distortion of box girder decks' cross section are identified and studied, and their analysis and design methodologies defined in the Eurocodes are presented.

These methodologies are then applied through a design case of a bridge with a composite box girder deck with typical spans of 63 m. For this example the structural analysis, the verification of the deck's slab, the global verification of the deck both in service and during the deck's launching are performed.

This study concludes that: a) the effects of *shear lag* and stiffened plate buckling due to direct stresses are decisive for the design of the bottom flange of the deck, b) the effects of plate buckling due to shear and the local verifications for *Patch Loading* during the incremental launching govern the web design, and finally that c) the effect of the deck cross section torsional distortion is significantly reduced when diaphragms are used throughout the span.

Keywords: Bridge, Composite steel-concrete deck, Box girder deck, *shear lag*, Plate buckling, *Patch Loading*, Distortion, Incremental launching.

Agradecimentos

Ao Professor José Oliveira Pedro agradeço não só a orientação e o apoio extraordinário na realização desta dissertação mas também a profunda contribuição que teve na minha formação académica no decorrer do Mestrado e o incentivo e ajuda dados no início da minha vida profissional.

Quero agradecer a toda a equipa da Estupe, em especial ao Eng^o Pedro Moura pela oportunidade e ao Eng^o Hélder Silva pelos seus ensinamentos.

Por último, quero agradecer aos meus Pais pelo apoio incondicional que me têm dado ao longo da vida.

Índice

Resumo	i
Abstract	iii
Agradecimentos	v
Índice	vii
Índice de Figuras	xi
Índice de Tabelas.....	xv
1. Introdução.....	1
1.1 Equadramento	1
1.2 Objectivos.....	1
1.3 Estrutura do Trabalho	1
2. Descrição da Solução	3
2.1 Considerações Gerais	3
2.2 Solução Estrutural do Tabuleiro	3
2.3 Dados de Localização	7
2.4 Materiais	7
2.4.1 Betão	7
2.4.2 Aço Estrutural.....	8
2.4.3 Armaduras.....	8
2.5 Faseamento construtivo do tabuleiro	9
3. Aspectos Específicos do Dimensionamento de Caixões Mistos.....	11
3.1 <i>Shear lag</i>	11
3.1.1 Fenómeno	11
3.1.2 Método da largura efectiva.....	12
3.1.3 Formulação do Eurocódigo	12
3.2 Estabilidade do fundo do caixão – Encurvadura de Placas Reforçadas Sujeitas a Compressão Uniforme .	21
3.2.1 Introdução.....	21
3.2.2 Comportamento de placas reforçadas comprimidas.....	21

3.2.3	Formulação do Eurocódigo	22
3.3	Estabilidade das Almas.....	32
3.3.1	Estabilidade de Almas Sujeitas a Esforço Transverso.....	32
3.3.2	Estabilidade de Almas Sujeitas a Forças Transversais – <i>Patch Loading</i>	40
3.4	Distorção da Secção	45
3.4.1	Introdução.....	45
3.4.2	Comportamento de um Tabuleiro em Caixaõ Sujeito a Cargas Excêntricas	45
3.4.3	Influência da distorção no dimensionamento longitudinal	48
4.	Análise Estrutural	53
4.1	Análise na Direcção Transversal.....	53
4.1.1	Acções	53
4.1.2	Modelo de Cálculo	57
4.1.3	Esforços.....	58
4.2	Análise na Direcção Longitudinal	59
4.2.1	Método de Análise	59
4.2.2	Acções	64
4.2.3	Modelo de Cálculo	68
4.2.4	Esforços.....	69
4.3	Critérios de Verificação de Segurança.....	72
4.3.1	ELU	72
4.3.2	ELS	72
4.4	Combinações de Acções.....	74
4.4.1	ELU	74
4.4.2	ELS	76
5.	Verificação de Segurança da Laje do Tabuleiro	79
5.1	Estado Limite Último	79
5.1.1	Estado Limite Último de Flexão.....	79
5.1.2	Estado Limite Último de Esforço Transverso.....	80
5.2	Estado Limite de Serviço	81
Estado Limite de Fendilhação	81	

6.	Verificação de Segurança Global do Tabuleiro	83
6.1	Verificação dos Estados Limites Últimos	83
6.1.1	Flexão - Instabilidade do Fundo do Caixaõ	83
6.1.2	Esforço Transverso – Instabilidade das Almas	93
6.1.3	Conectores	95
6.2	Verificação dos Estados Limites de Serviço	98
6.2.1	Tensões em Serviço	98
6.2.2	Força nos conectores	107
6.2.3	Estado Limite de Deformação	107
7.	Verificação de Segurança da Fase Construtiva por Lançamento Incremental	109
7.1	Acções e modelo de cálculo	109
7.2	Esforços e reacções	110
7.3	Tensões em serviço	110
7.4	<i>Patch Loading</i>	111
8.	Conclusões e Desenvolvimentos Futuros	115
8.1	Conclusões	115
8.2	Desenvolvimentos futuros	116
	Bibliografia	117
	Anexos	119
	Anexo A – Ábacos para determinação da razão R	119
	Anexo B – Dimensionamento do Tabuleiro	126

Índice de Figuras

Figura 1 – Corte longitudinal (m)	3
Figura 2 – Dimensões rodoviárias do tabuleiro (m)	3
Figura 3 – Soluções possíveis de tabuleiros unidireccionalmente inclinados [2].....	4
Figura 4 – Geometria dos reforços longitudinais (mm)	6
Figura 5 – Geometria do tabuleiro (mm)	7
Figura 6 – Relação constitutiva adoptada para o betão C35/45	8
Figura 7 – Relação constitutiva adoptada para o aço estrutural S355.....	8
Figura 8 – Relação constitutiva adoptada para o aço das armaduras A500 NR.....	9
Figura 9 - Distribuição de tensões no banzo devido ao <i>shear lag</i> [5]	11
Figura 10 - Largura efectiva num banzo devido ao efeito de <i>shear lag</i>	12
Figura 11 - Largura efectiva ^s para a análise global	13
Figura 12 - Distribuição de largura efectiva para análise global e vãos equivalentes.....	14
Figura 13 – Notações para o <i>shear lag</i> [7]	14
Figura 14 - Comprimento equivalente dos vãos e distribuição de coeficientes de largura efectiva ^s [7]	15
Figura 15 – Diagrama de tensões normais num banzo devido ao <i>shear lag</i> [7]	16
Figura 16 – Aplicação de cargas no plano da alma [7]	17
Figura 17 – Vãos equivalentes para largura efectiva da laje de betão [8]	19
Figura 18 – Distribuição de largura efectiva para análise global elástica	19
Figura 19 – Distribuição de largura efectiva para o dimensionamento da secção [8]	20
Figura 20 – Comportamento típico de placas esbeltas comprimidas [6].....	21
Figura 21 – Comportamento tipo-placa e tipo-coluna para placas não reforçadas comprimidas [6]	22
Figura 22 – Comportamento tipo-coluna para placas reforçadas comprimidas [6]	22
Figura 23 – Definição de α , b_1 e b_2 [7]	23
Figura 24 - Cálculo das áreas efectivas ^p dos painéis secundários para uma placa reforçada sujeita a compressão uniforme	26
Figura 25 – Notações para cálculo da secção efectiva ^p de uma placa reforçada sujeita a compressão uniforme	27
Figura 26 – Propriedades de um reforço e zona da placa adjacente para um placa reforçada sujeita a compressão uniforme	29
Figura 27 – Definição de e_1 e e_2 [6]	30
Figura 28 – Comparação entre χ_c e ρ [6].....	31
Figura 29 – Interpolação entre encurvadura tipo-placa e encurvadura tipo-coluna [6].....	31
Figura 30 – Comportamento pós-encurvadura de uma placa sujeita a um estado de corte puro [5].....	32
Figura 31 – Estado de tensão de corte puro [6].....	32
Figura 32 – Campo de tensões rodado [6]	33
Figura 33 – Mecanismo de colapso de uma alma sujeita a um esforço transversal [6]	34
Figura 34 - Coeficiente de encurvadura por esforço transversal χ_w [7].....	36
Figura 35 – Alma com reforços transversais e longitudinais.....	37

Figura 36 – Área efectiva de reforços para cálculo do momento de inércia equivalente	38
Figura 37 – Ancoragem do campo de tensões nos banzos	39
Figura 38 – Modos de colapso de vigas sujeitas a forças transversais [6]	40
Figura 39 – Modo de aplicação de cargas transversais concentradas [5]	41
Figura 40 – Comprimento de apoio rígido [7]	42
Figura 41 – Coeficientes de encurvadura da alma kF para diferentes tipos de aplicação de carga [7]	43
Figura 42 – Decomposição de um carregamento px na sua parcela simétrica e antissimétrica.....	45
Figura 43 – Parcelas da torção pura e distorção de torção.....	46
Figura 44 – Deslocamentos e deformação da secção transversal de um tabuleiro em caixão sujeito a cargas excêntricas	46
Figura 45 – Tensões normais e tangenciais provocadas pela flexão longitudinal.....	46
Figura 46 – Tensões tangenciais provocadas pela torção pura	47
Figura 47 – Deslocamentos da secção transversal devido à distorção de torção	47
Figura 48 – Tensões normais provocadas pela distorção de torção	47
Figura 49 – Parcelas simétrica e antissimétrica de um carregamento $p(x)$ excêntrico em relação ao nó de ligação entre a alma e o banzo superior	48
Figura 50 – Tensões normais longitudinais em serviço no banzo inferior de um tabuleiro em caixão	48
Figura 51 – Tensões resultantes dos carregamentos que provocam a flexão e torção máximas.....	49
Figura 52 – Propriedades geométricas do tabuleiro homogeneizado em betão para cálculo da razão R	50
Figura 53 - Ábacos para determinação dos coeficientes $R1$ e $R2$, no ponto 3 da secção de meio vão, de uma viga pontualmente carregada a meio vão	51
Figura 54 – Ábaco para determinação do factor Rm	52
Figura 55 – Peso próprio da laje.....	53
Figura 56 – Restantes cargas permanentes	53
Figura 57 – Sobrecarga de passeio.....	54
Figura 58 – Aplicação do Modelo de Carga 1 [13]	55
Figura 59 – Número e largura de vias dedicadas [13].....	55
Figura 60 – Aplicação de sistemas em tandem para verificações locais [13].....	56
Figura 61 – Distribuição da sobrecarga rodoviária condicionante para a consola com serviços.....	56
Figura 62 – Distribuição da sobrecarga rodoviária condicionante para a consola com separador central	56
Figura 63 – Distribuição da sobrecarga rodoviária condicionante para vão entre almas	57
Figura 64 – Modelação de um vão tipo de 63 m.....	57
Figura 65 – Modelação da espessura variável da laje (m)	57
Figura 66 – Dimensões dos painéis secundários (mm)	59
Figura 67 – Larguras para cálculo da largura efectiva da laje de betão (m).....	60
Figura 68 – Larguras para cálculo da largura efectiva dos banzos de aço (m)	61
Figura 69 – Homogeneização da laje de betão em aço para acções permanentes, retracção e acções rápidas..	63
Figura 70 – Rigidez de flexão longitudinal das secções na análise fendilhada do tabuleiro	64

Figura 71 – Carregamento longitudinal do sistema TS	65
Figura 72 – Modelo para cálculo das reacções devido ao efeito secundário da retracção	67
Figura 73 – Geometria do modelo longitudinal tipo do tabuleiro	68
Figura 74 - Modelo para cálculo do diagrama de momentos flectores devido ao efeito secundário da retracção	69
Figura 75 – Diagrama de esforço transversal da combinação fundamental na direcção longitudinal (kN)	75
Figura 76 – Diagrama de momento flector da combinação fundamental na direcção longitudinal (kNm).....	76
Figura 77 – Diagrama de esforço transversal da combinação característica na direcção longitudinal (kN)	78
Figura 78 – Diagrama de esforço transversal da combinação característica na direcção longitudinal (kNm)	78
Figura 79 – Armaduras de flexão transversal.....	80
Figura 80 – Armaduras de esforço transversal transversal.....	81
Figura 81 – Definição das secções a verificar a segurança.....	83
Figura 82 – Armaduras de flexão longitudinais.....	84
Figura 83 – Áreas efectivas ^P dos painéis secundários	86
Figura 84 – Modos principais de encurvadura de placa através do EBPlate.....	87
Figura 85 – Grandezas geométricas necessárias para cálculo do coeficiente de encurvadura de placa	88
Figura 86 – Grandezas geométricas necessárias para cálculo da carga crítica de coluna.....	90
Figura 87 – Área efectiva ^P da placa reforçada	92
Figura 88 – Fluxo de corte ao longo do tabuleiro	96
Figura 89 – Afastamento longitudinal entre alinhamentos de conectores.....	97
Figura 90 – Armaduras transversais que resistem ao fluxo de corte longitudinal.....	98
Figura 91 – Pontos de verificação das tensões em serviço numa secção transversal do tabuleiro.....	99
Figura 92 – Posições das sobrecargas que provocam a flexão máxima e a torção máxima	100
Figura 93 – Contra-flecha nas secções de Vão 1 e Vão 2	108
Figura 94 – Flecha nas secções de Vão 1 e Vão 2.....	108
Figura 95 – Secção transversal do nariz de lançamento	109
Figura 96 – Modelo de cálculo do lançamento do tabuleiro com nariz.....	110
Figura 97 – Momentos flectores durante o lançamento do tabuleiro.....	110
Figura 98 – Tensões normais no banzo superior durante o lançamento do tabuleiro	111

Índice de Tabelas

Tabela 1 - Coeficiente de largura efectiva β [7].....	16
Tabela 2 – Elementos comprimidos internos [7]	25
Tabela 3 – Elementos comprimidos em consola [7]	25
Tabela 4 – Coeficiente de encurvadura por esforço transversal χ_w [7]	35
Tabela 5 – Valor das restantes cargas permanentes	53
Tabela 6 – Modelo de Carga 1: valores característicos [13]	54
Tabela 7 – Diagramas de esforço transversal e momento flector na direcção transversal	58
Tabela 8 – Coeficientes de redução para os painéis secundários da placa comprimida devido à encurvadura local de placa para a análise global.....	60
Tabela 9 – Larguras efectivas da laje de betão	61
Tabela 10 – Larguras efectivas dos banzos de aço.....	62
Tabela 11 – Área das secções para cálculo dos esforços na direcção longitudinal (m_2)	64
Tabela 12 – Momento de inércia das secções para cálculo dos esforços na direcção longitudinal (m_4)	64
Tabela 13 – Valor total das restantes cargas permanentes	65
Tabela 14 - Reacções a aplicar no modelo para cálculo do diagrama de momentos flectores devido ao efeito secundário da retracção.....	69
Tabela 15 – Diagramas de esforço transversal na direcção longitudinal.....	70
Tabela 16 – Diagramas de momento flector na direcção longitudinal	71
Tabela 17 – Diagramas de esforço transversal e momento flector em ELU na direcção transversal	74
Tabela 18 – Esforços actuantes em ELU na direcção longitudinal	76
Tabela 19 – Diagramas de esforço transversal e momento flector em ELS na direcção transversal.....	77
Tabela 20 – Esforços actuantes em ELS na direcção longitudinal	78
Tabela 21 – Esforços actuantes em ELU na direcção transversal	79
Tabela 22 – Cálculo das armaduras que verificam o ELU de flexão na direcção transversal	79
Tabela 23 – Esforços actuantes em ELS na direcção transversal	81
Tabela 24 – Cálculo da abertura de fendas na consola	81
Tabela 25 – Cálculo da abertura de fendas no vão	82
Tabela 26 – Esforços actuantes em ELU na direcção longitudinal	83
Tabela 27 – Consideração do efeito de <i>shear lag</i>	84
Tabela 28 – Coeficiente de redução devido ao efeito de <i>shear lag</i> no fundo do caixão	85
Tabela 29 – Área efectiva ^p dos painéis secundários	86
Tabela 30 – Valores das grandezas geométricas necessárias para o cálculo do coeficiente de encurvadura de placa	88
Tabela 31 – Valor das grandezas geométricas necessárias para o cálculo da carga crítica de coluna.....	90
Tabela 32 – Coeficientes de redução de <i>shear lag</i> e de encurvadura para cálculo dos momentos resistentes... ..	92
Tabela 33 – Momentos resistentes.....	93
Tabela 34 – Verificação de segurança ao momento flector.....	93

Tabela 35 – Verificação de segurança ao esforço transversal com $tw, apoio = 40 mm$	94
Tabela 36 – Verificação de segurança ao esforço transversal com $tw, apoio = 25 mm$	95
Tabela 37 – Esforços actuantes em ELS na direcção longitudinal.....	98
Tabela 38 – <i>Shear lag</i> em ELS.....	99
Tabela 39 – Parcelas do momento flector característico referentes às diferentes acções	100
Tabela 40 - Tensões normais de flexão $\sigma f0$ da secção do Apoio 2.....	100
Tabela 41 – Parcelas do momento flector característico referentes às sobrecargas rodoviárias na posição que provoca a flexão máxima	100
Tabela 42 - Tensões normais de flexão $\sigma f1$ e $\sigma f2$ da secção do Apoio 2.....	101
Tabela 43 – Razões R entre as tensões de distorção e de flexão	102
Tabela 44 – Razões R tendo em conta os diafragmas colocados no vão.....	103
Tabela 45- Tensões de distorção $\sigma d2$	103
Tabela 46 – Parcelas do esforço transversal característico referentes às diferentes acções	104
Tabela 47 – Parcelas do esforço transversal característico referentes às sobrecargas rodoviárias na posição que provoca a flexão máxima	104
Tabela 48 – Fluxos de corte relativos ao esforço transversal característico das diferentes acções	104
Tabela 49 – Tensão tangencial $\tau V0$	104
Tabela 50 – Tensão tangencial $\tau V0$	105
Tabela 51 – Tensões tangenciais devido ao momento torsor relativo ao carregamento que provoca a torção máxima da secção do Apoio 2.....	105
Tabela 52 – Verificação de segurança das tensões em serviço no aço na secção de Apoio 2	106
Tabela 53 – Verificação de segurança das tensões em serviço no aço de cada secção	106
Tabela 54 – Verificação de segurança das tensões em serviço na laje de betão	106
Tabela 55 – Verificação de segurança das tensões em serviço nas armaduras	107
Tabela 56 – Verificação de segurança das forças em serviço nos conectores	107
Tabela 57 – Deformações em serviço	107
Tabela 58 - Reacções no Apoio 5 para todas as posições de lançamento	110
Tabela 59 – Módulos de flexão elásticos do caixão metálico	111
Tabela 60 – Dados para o cálculo de FRd	111

1. Introdução

1.1 Equadramento

As pontes com tabuleiro misto aço-betão em caixão têm sido adoptadas em diversas situações. Este tipo de solução tem a vantagem de ter uma grande resistência relativamente ao seu peso próprio, derivada da optimização das propriedades do aço e do betão. Muitas vezes, o processo construtivo mais adequado a este tipo de tabuleiro é o método do lançamento incremental, sendo habitual ser lançada em primeiro lugar a estrutura metálica do tabuleiro e, numa segunda fase, betonada a laje com recurso a um equipamento que se apoia directamente na estrutura metálica.

A análise e dimensionamento de um tabuleiro misto aço-betão em caixão, nomeadamente quando é utilizado o método do lançamento incremental, envolve o estudo de um conjunto de aspectos específicos destas soluções. O estudo destes aspectos e as verificações de segurança associadas serão efectuadas de acordo com as normas europeias, também conhecidas como Eurocódigos.

1.2 Objectivos

Os objectivos pretendidos com esta dissertação são: (1) estudar os aspectos específicos associados ao dimensionamento de um tabuleiro misto aço-betão em caixão, nomeadamente o fenómeno de *shear lag*, a estabilidade da placa reforçada comprimida que constitui o fundo do caixão, a resistência e estabilidade das almas, tanto em serviço como durante o lançamento incremental e a avaliação, de forma expedita, da distorção da secção transversal de um tabuleiro sujeito a cargas excêntricas; (2) apresentar a metodologia de verificação de segurança do caixão misto de acordo com as normas europeias em vigor, os Eurocódigos (EC); (3) aplicar estas metodologias a um exemplo de projecto em fase de Anteprojecto.

1.3 Estrutura do Trabalho

A dissertação está estruturada em sete capítulos para além da *Introdução*, que se apresentam de seguida:

Capítulo 2 – *Concepção da Solução* – É definida a solução estrutural do tabuleiro, definem-se os materiais e o faseamento construtivo.

Capítulo 3 – *Aspectos Específicos do Dimensionamento de Caixões Mistos* – Estuda-se o fenómeno de *shear lag*, a estabilidade de placa reforçada comprimida, a estabilidade e resistência da alma e a distorção da secção transversal. É explicada a metodologia de análise e verificação de segurança.

Capítulo 4 – *Análise Estrutural* – São definidas as acções no tabuleiro, é apresentada a modelação estrutural e a análise realizada nas direcções transversal e longitudinal. Definem-se ainda os critérios de verificação de segurança e apresentam-se as combinações de acções utilizadas.

Capítulo 5 – *Verificação de Segurança da Laje do Tabuleiro* – É feita a verificação de segurança da laje de betão.

Capítulo 6 – *Verificação de Segurança Global do Tabuleiro* – É feita a verificação de segurança do tabuleiro na direcção longitudinal, baseada nas metodologias definidas no capítulo 3.

Capítulo 7 – *Verificação de Segurança da Fase Construtiva por Lançamento Incremental* – É feita a análise e verificação de segurança do tabuleiro metálico durante a fase construtiva de lançamento incremental.

Capítulo 8 – *Conclusões e Desenvolvimentos Futuros* – Apresentam-se as conclusões da dissertação e propõem-se aspectos a desenvolver em trabalhos futuros.

2. Descrição da Solução

2.1 Considerações Gerais

Foi feito o estudo de uma variante de tabuleiro misto aço-betão em caixão de uma obra de arte projectada a nível de Estudo Prévio na disciplina de Pontes [1].

A solução longitudinal é uma ponte em viga contínua composta por dois vãos exteriores de 39 m e cinco vãos interiores de 63 m, prefazendo 363 m (Figura 1). De acordo com [2], as pontes mistas em caixão são soluções competitivas quando o seu vão tipo se situa entre os 50 m e os 150 m. No entanto, outras soluções mistas, nomeadamente utilizando tabuleiros com vigas de alma cheia, podem neste caso ser utilizadas como alternativa à solução estudada.

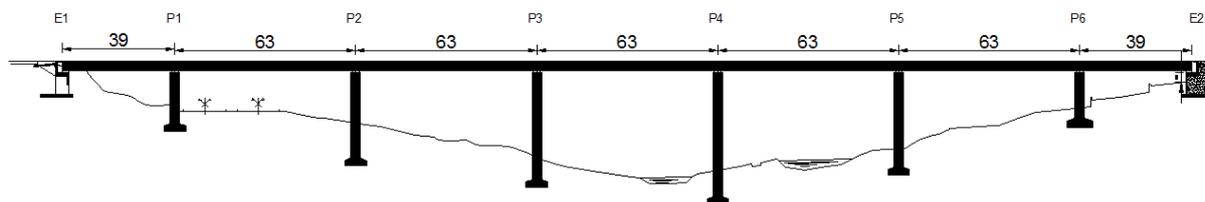


Figura 1 – Corte longitudinal (m)

A solução transversal adoptada foi a de dois tabuleiros simétricos. Cada tabuleiro integra um sentido de tráfego e tem 10,5 m de largura total, que inclui um passeio sobrelevado com 1,05 m (onde se colocam as vigas de bordadura, os guarda-corpos, os enchimentos dos passeios, e os lancis e as guardas de segurança), 1,50 m da berma exterior, duas vias de 3,50 m, uma berma interior de 0,5 m e 0,45 m de separador central (onde se coloca um lancil e uma guarda de segurança). O tabuleiro tem uma inclinação unidireccional de 2,5% (Figura 2).

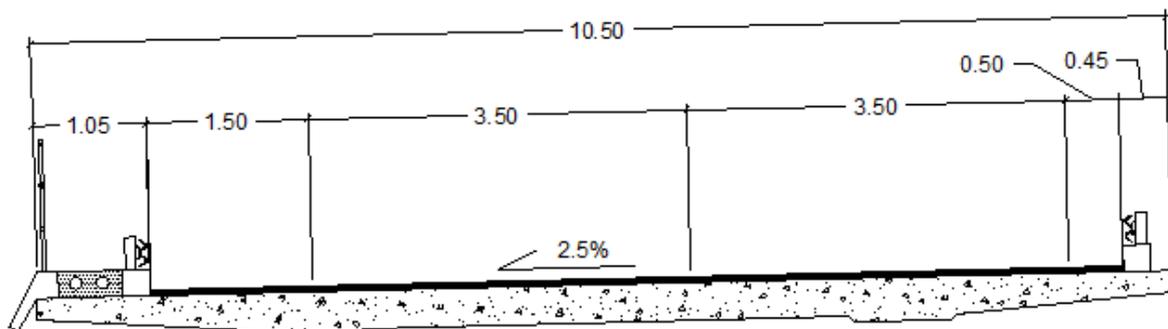


Figura 2 – Dimensões rodoviárias do tabuleiro (m)

2.2 Solução Estrutural do Tabuleiro

No caso em que o tabuleiro possui uma inclinação unidireccional existem diversas soluções possíveis [2]:

- Tabuleiro simétrico e inclinado (Figura 3a);

- Laje inclinada, banzo inferior horizontal e almas com alturas diferentes (Figura 3b);

- Banzo inferior horizontal, almas com alturas idênticas e laje com altura diferente na zona dos banzos superiores (Figura 3c).

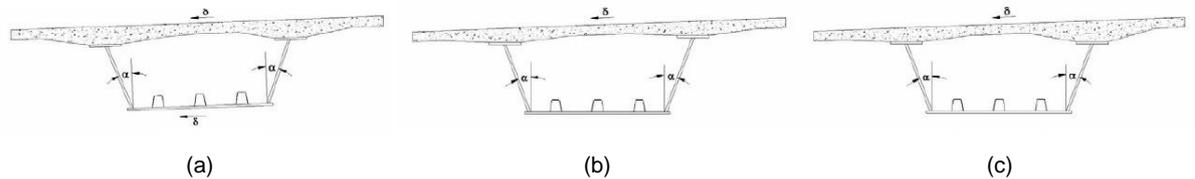


Figura 3 – Soluções possíveis de tabuleiros unidireccionalmente inclinados [2]

Para tabuleiros até 2,5% de inclinação, pode fazer-se a instalação do caixão na horizontal e impor-se a inclinação no fim do lançamento. Para tabuleiros com maior inclinação, a imposição da inclinação no final do lançamento incremental pode tornar-se uma operação delicada e dispendiosa e as soluções de banzo inferior horizontal tornam-se adequadas, apesar de ter de se ter em conta, no dimensionamento do tabuleiro, a diferença de rigidez das almas (no caso da Figura 3b) e o permanente momento torsor provocado pela diferença de peso da laje em cima dos banzos superiores (no caso da Figura 3c) [2].

Dado que o tabuleiro tem uma inclinação de 2,5% foi adoptada a solução de caixão simétrico inclinado e daqui em diante, por simplificação, o tabuleiro será analisado sem inclinação.

Pré-dimensionamento do tabuleiro

A geometria da secção transversal do tabuleiro é definida a partir das regras normais de pré-dimensionamento para este tipo de pontes propostas em [2].

Distância entre o topo das almas (L)

Sendo a largura do tabuleiro $LT = 10,5$ m e estando a distância entre o topo das almas normalmente compreendida entre 0,50 a 0,55 LT , ou seja, 5,25 a 5,775 m, o valor adoptado foi de:

$$L = 5,5 \text{ m} \quad (1)$$

Altura das almas (H)

Sendo o vão máximo $X = 63$ m e estando a altura das almas normalmente compreendida entre $1/40$ e $1/30$ desse vão, ou seja, 1,575 e 2,1, o valor adoptado foi:

$$H = 1,8 \text{ m} \quad (2)$$

Inclinação das almas (i_w)

A inclinação das almas está normalmente compreendida entre 0 e 50%. O valor adoptado foi:

$$i_w = 40 \% \quad (3)$$

O que equivale a um ângulo com a vertical de aproximadamente 22°.

Espessura das almas (t_w)

A espessura das almas está normalmente compreendida entre 16 e 35 mm. Os valores adoptados, para a zona do vão e do apoio foram:

$$\begin{aligned}t_{w,v\tilde{a}o} &= 20 \text{ mm} \\t_{w,apoi} &= 40 \text{ mm}\end{aligned}\tag{4}$$

Adoptou-se uma espessura de alma nos apoios um pouco superior para garantir que esta seria suficiente para resistir às várias solicitações a que está sujeita. Verificou-se, no decurso do dimensionamento que não é necessário uma espessura tão elevada.

Largura do banzo inferior (b_{bf})

Dada a distância entre o topo das almas e a sua inclinação, e depois de ajustes para permitir uma boa ligação entre estas e o banzo inferior, o valor adoptado foi:

$$b_{bf} = 4,2 \text{ m}\tag{5}$$

Espessura do banzo inferior (t_{bf})

A espessura do banzo inferior está normalmente compreendida entre 25 e 80 mm. O valor adoptado foi:

$$t_{bf} = 50 \text{ mm}\tag{6}$$

Largura dos banzos superiores (b_{tf})

A largura mínima dos banzos superiores é dada, para tabuleiros de duas vias, por:

$$\left(0,25 + \frac{LT}{40} + \frac{X}{125}\right) \left(0,92 + \frac{LT}{150}\right) - 0,1 = 0,9 \text{ m}\tag{7}$$

O valor adoptado foi:

$$b_{tf} = 0,9 \text{ m}\tag{8}$$

Espessura dos banzos superiores (t_{tf})

A espessura dos banzos superiores está normalmente compreendida entre 25 e 80 mm para tabuleiros de duas vias. O valor adoptado foi de:

$$t_{tf} = 50 \text{ mm}\tag{9}$$

Espessuras da laje ($t_{s,w}$, $t_{s,c}$, $t_{s,min}$)

A espessura mínima da laje por cima dos banzos superiores é dada por:

$$0,13 + \frac{(LT - L)}{26} = 0,32 \text{ m}\tag{10}$$

O valor adoptado foi:

$$t_{s,w} = 0,40 \text{ m} \quad (11)$$

Com uma transição a 45° para 0,35 m tanto para a consola como para a zona entre banzos superiores.

A espessura mínima no centro da laje é dada por:

$$0,12 + \frac{L}{50} = 0,22 \text{ m} \quad (12)$$

Contudo a espessura da laje entre os banzos superiores foi mantida constante e toma o valor:

$$t_{s,c} = 0,35 \text{ m} \quad (13)$$

Nas consolas da laje a espessura é variável e nas extremidades toma o valor:

$$t_{s,min} = 0,20 \text{ m} \quad (14)$$

Com esta geometria, a área e a espessura equivalente da laje são dadas por:

$$A_c = 3,47 \text{ m}^2 ; t_{eq} = 0,33 \text{ m} \quad (15)$$

Reforços longitudinais

Foram adoptados reforços longitudinais para o banzo inferior de 10 mm de espessura com forma trapezoidal (Figura 4).

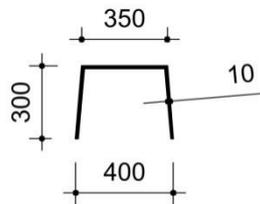


Figura 4 – Geometria dos reforços longitudinais (mm)

Reforços transversais – Diafragmas de vão

Foram adoptados diafragmas, espaçados longitudinalmente de 5,25 m excepto nas extremidades da ponte em que existem dois troços que se encontram espaçados de 3,75 m. No Anexo B encontra-se a pormenorização dos reforços transversais.

Com base neste pré-dimensionamento fica definida a geometria do tabuleiro (Figura 5).

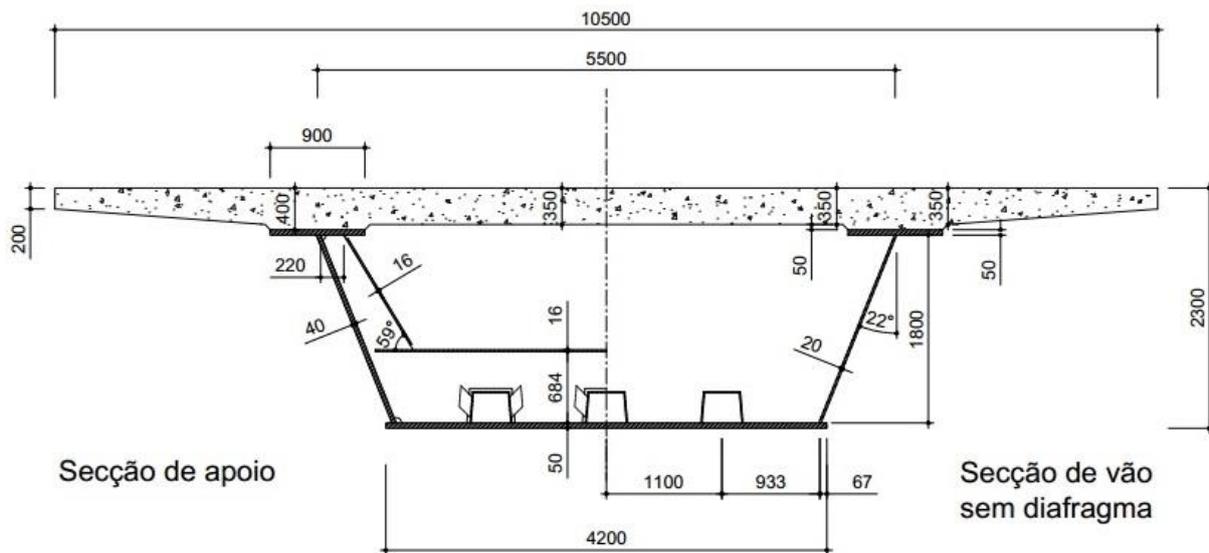


Figura 5 – Geometria do tabuleiro (mm)

2.3 Dados de Localização

A obra de arte localiza-se em Aljezur, uma zona com humidade moderada e próxima da costa. As classes de exposição para a estrutura, de acordo com o EC2-1-1 Quadro 4.1, são XC3 para a corrosão induzida por carbonatação e XS1 para a corrosão induzida por cloretos presentes na água do mar. Isto implica que a classe estrutural é S4, o recobrimento mínimo das armaduras na laje de betão armado é 35 mm e a classe de resistência mínima do betão é C30/37, de acordo com os quadros 4.3N, 4.4N e E.1N da mesma norma, respectivamente. A humidade relativa do meio ambiente foi considerada 70%.

2.4 Materiais

2.4.1 Betão

Quando a laje é betonada *in situ* é normal utilizar-se a classe C35/45 [2].

Foi esta a classe de resistência escolhida para o betão da laje, que satisfaz as condicionantes de durabilidade descritas anteriormente. A relação constitutiva adoptada para este betão encontra-se na Figura 6.

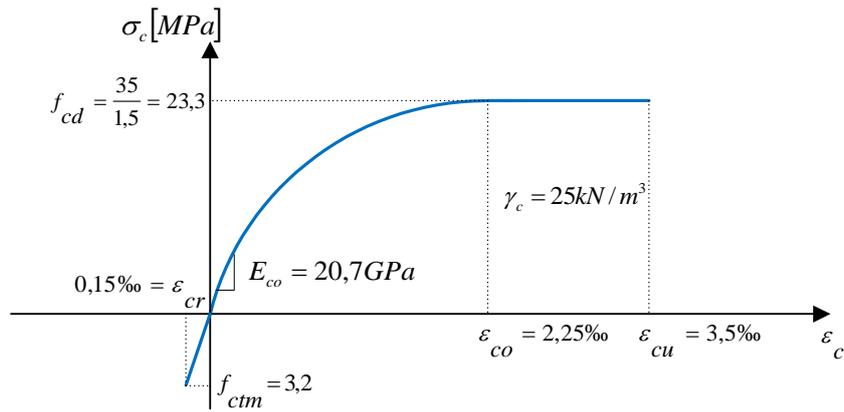


Figura 6 – Relação constitutiva adoptada para o betão C35/45

2.4.2 Aço Estrutural

É adoptado o aço estrutural S355 N e J2, respectivamente para chapas com espessura superior ou inferior a 30 mm. De acordo com o Quadro 3.1 do EC3-1-1, o valor nominal da tensão de cedência f_y varia com a espessura das componentes da secção. Para elementos com espessura entre 40 e 80 mm, a tensão cedência é de $f_y = 335 \text{ MPa}$. As relação constitutiva adoptada para o aço estrutural apresenta-se na Figura 7, sendo simétrica à tracção e à compressão.

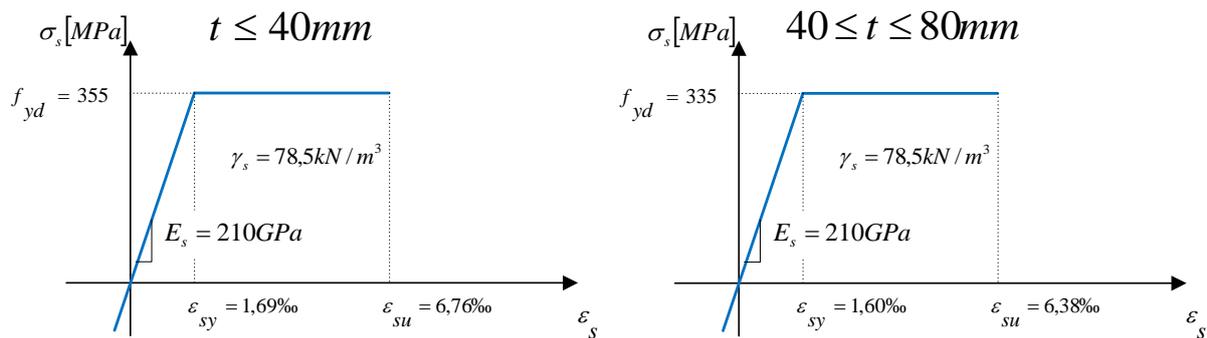


Figura 7 – Relação constitutiva adoptada para o aço estrutural S355

2.4.3 Armaduras

O aço escolhido para as armaduras foi o A500 NR e relação constitutiva apresenta-se na Figura 8, válida tanto à tracção como à compressão.

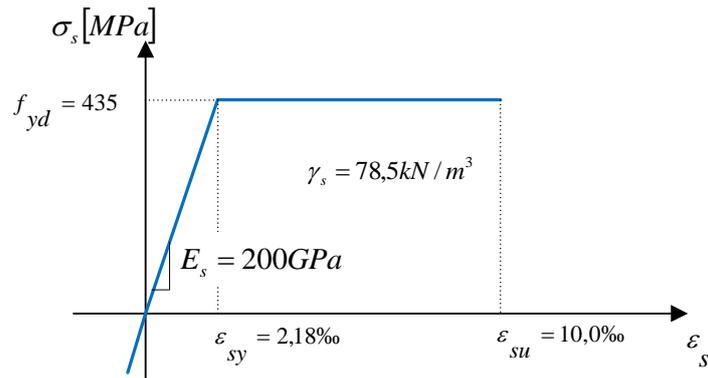


Figura 8 – Relação constitutiva adoptada para o aço das armaduras A500 NR

2.5 Faseamento construtivo do tabuleiro

Devido à existência de dois cursos de água e de uma estrada no vale onde se vai construir a ponte, e tendo em conta a altura ao solo, optou-se pelo método do lançamento incremental para a montagem do tabuleiro.

Neste processo construtivo, é realizado o fabrico em oficina da parte metálica do tabuleiro e transportada para a zona da obra em módulos com comprimento máximo de 20 m. Cada módulo é soldado ao anterior no estaleiro de obra que está situado na zona anterior ao encontro. Estes módulos são soldados à medida que se vai lançando o tabuleiro. Quando o tabuleiro chega à posição final, é feita a betonagem da laje, normalmente em comprimentos de 10 a 12 m, utilizando um cimbre móvel que se apoia na estrutura metálica.

3. Aspectos Específicos do Dimensionamento de Caixões Mistos

3.1 *Shear lag*

3.1.1 Fenómeno

Quando os banzos de uma viga são largos (relativamente ao comprimento do vão), a hipótese de conservação das secções planas, habitualmente utilizada na teoria elementar de flexão de peças lineares, pode conduzir a erros consideráveis. Devido à deformação por corte, a distribuição de tensões normais num dado banzo deixa de ser uniforme e assume o valor máximo na junção com as almas e vai decrescendo progressivamente ao longo da sua largura (Figura 9). Este fenómeno é conhecido por *shear lag* e resulta em tensões normais máximas superiores àquelas que se obteria se se utilizasse a teoria elementar de flexão [5 ; 6].

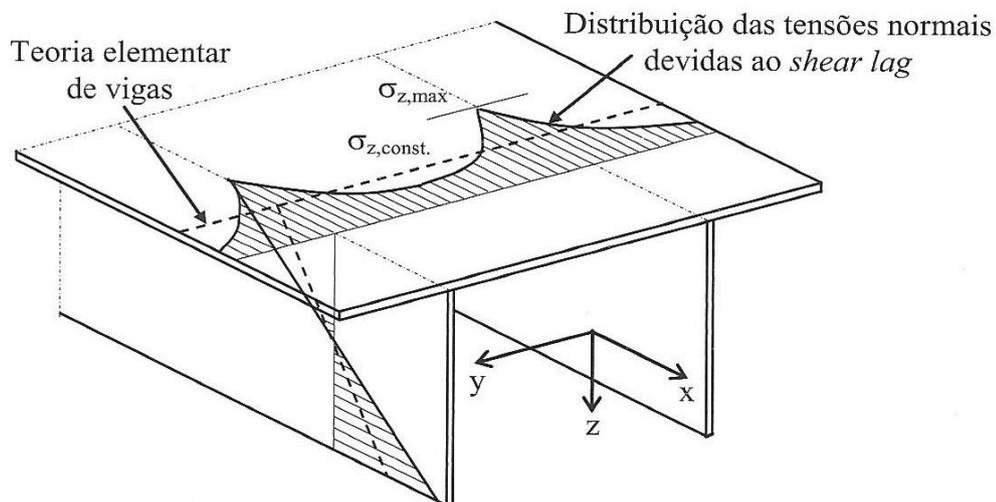


Figura 9 - Distribuição de tensões no banzo devido ao *shear lag* [5]

O *shear lag* é um fenómeno que provoca apenas deformações no próprio plano dos banzos e por isso os seus efeitos são de primeira ordem. Estes efeitos não devem ser confundidos com os efeitos de segunda ordem que ocorrem nos banzos à compressão devido à encurvadura de placa. Assim, os efeitos devido ao *shear lag* ocorrem tanto nos banzos à tracção como nos banzos à compressão, onde deve ser tida em conta a interacção com os efeitos da encurvadura de placa [6].

O factor principal que influencia o *shear lag* num banzo é a relação entre a sua largura (metade da largura para banzos internos) e o comprimento do vão (comprimento entre pontos do eixo da viga com momento flector nulo). Em banzos longos e estreitos, o *shear lag* tem um efeito que pode ser considerado desprezável mas à medida que esta relação vai aumentando, este fenómeno torna-se mais significativo.

3.1.2 Método da largura efectiva

Para a avaliação do efeito de *shear lag* é usual substituir-se a largura real dos banzos por uma largura efectiva de modo a que a aplicação da teoria elementar de flexão à secção efectiva conduza ao valor de tensões normais máximas e aos deslocamentos na viga.

Esta largura efectiva, b_{eff} , é definida de modo a que a força normal total resultante do diagrama de tensões normais real na largura bruta, b , seja igual à força normal total resultante de um diagrama de tensões normais uniforme, com o valor máximo, na largura efectiva:

$$b_{eff} = \frac{\int_b \sigma_x dy}{\sigma_{max}} \quad (16)$$

Os exemplos ilustrados na Figura 10 mostram a transformação do diagrama de tensões normais reais σ_x (a cinzento) para o diagrama de tensões normais uniformes equivalente.

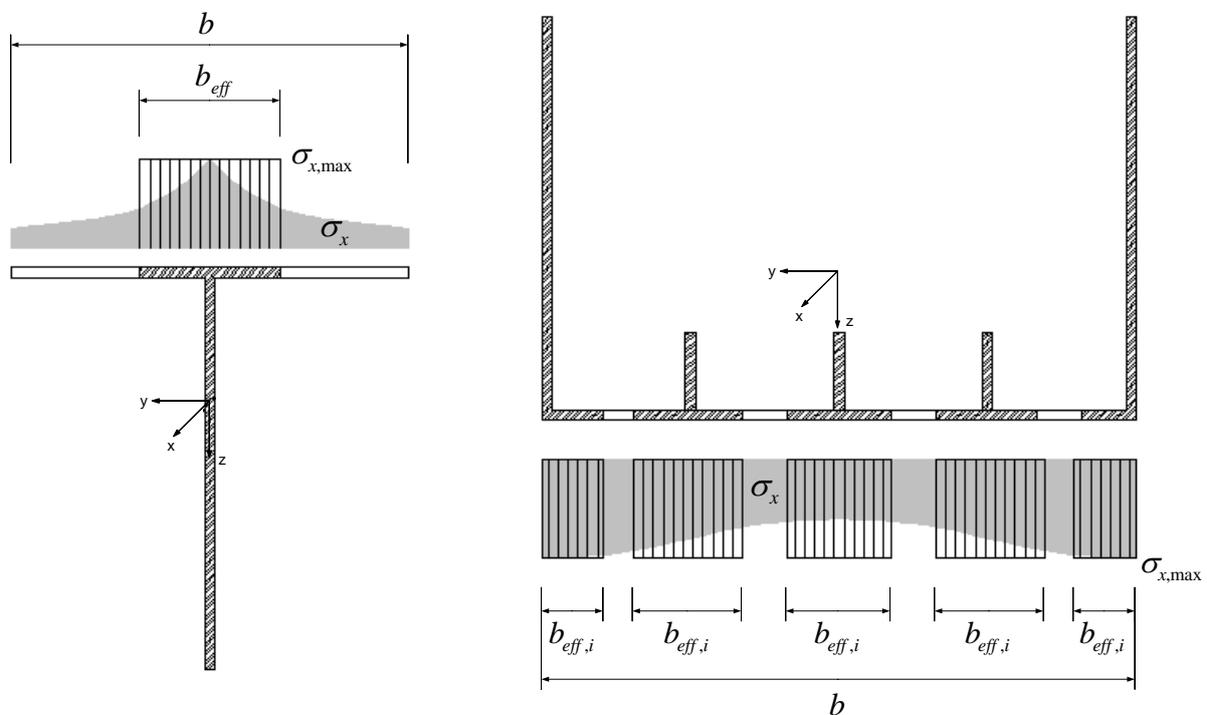


Figura 10 - Largura efectiva num banzo devido ao efeito de *shear lag*

3.1.3 Formulação do Eurocódigo

3.1.3.1 Introdução

De acordo com o EC4-2, em banzos de aço ou de betão afectados pelo *shear lag*, deve ser tomado em conta esse fenómeno através de uma análise rigorosa (modelos de elementos finitos) ou através da determinação de uma largura efectiva de banzo (cláusula 5.4.1.2(1)). Os Eurocódigos 3 e 4 fornecem estas larguras efectivas, respectivamente para a viga e para a laje. Os Eurocódigos distinguem as larguras efectivas relativas ao *shear lag* e à estabilidade de placa através do sobrescrito *s* e *p*, ou seja, largura efectiva^s e largura efectiva^p, respectivamente.

É de fazer notar que para a análise global, os Eurocódigos definem, tanto em banzos de aço e de betão, uma distribuição de larguras efectivas (ao longo de uma viga) simplificada em relação à distribuição de larguras efectivas utilizadas para o dimensionamento dos elementos.

3.1.3.2 Shear lag nos banzos de aço

Segundo o EC4-2, o *shear lag* em elementos de aço deve ser considerado de acordo com a cláusula 5.2.1(5) do EC3-1-1 (cláusula 5.4.1.2(2)) que explicita que os efeitos devido ao *shear lag* devem ser tomados em conta de acordo com o EC3-1-5 se influenciarem significativamente a análise global. Numa nota a esta cláusula é referido que, no caso de perfis laminados e de perfis laminados com dimensões semelhantes, os efeitos devido ao *shear lag* podem ser desprezados.

Neste ponto, todas as referências regulamentares neste trabalho são relativas ao EC3-1-5 a menos que seja explicitamente indicada outra referência.

Análise Global

Para uma análise global, os efeitos devido ao *shear lag* podem ser considerados através de larguras efectivas que podem assumir-se constantes ao longo de cada vão (cláusula 2.2(2)).

Cada largura efectiva é calculada a meio vão de cada vão ou, no caso de consolas, no apoio, e é dada por (cláusula 2.2(3)):

$$b_{eff} = \sum b_{ei} \quad (17)$$

em que:

b_{ei} – mínimo entre $L_e/8$ e b_i , onde L_e é o comprimento equivalente do vão (ver Figura 12) e b_i é a largura de um banzo em consola ou metade da largura de um banzo entre almas (Figura 11).

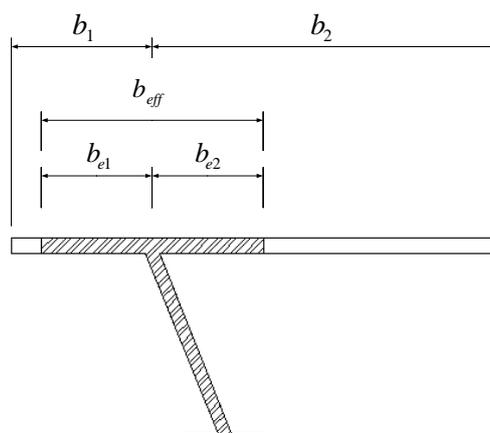


Figura 11 - Largura efectiva^s para a análise global

Assim, a distribuição de larguras efectivas nos banzos de aço, ao longo da viga, é a indicada na Figura 12.

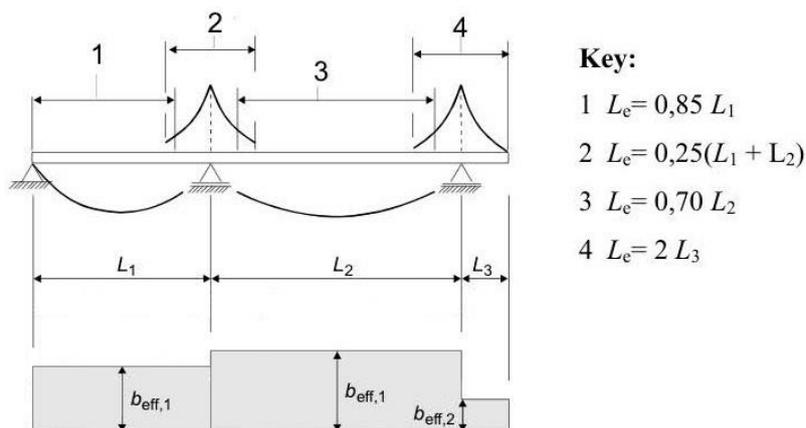


Figura 12 - Distribuição de largura efectiva para análise global e vãos equivalentes

Dimensionamento dos elementos

No dimensionamento dos elementos, o EC3-1-5 preconiza que os efeitos de *shear lag* podem ser desprezados desde que a seguinte condição se verifique (cláusula 3.1(1)):

$$b_0 < \frac{L_e}{50} \quad (18)$$

em que:

b_0 – largura de um banzo em consola ou metade da largura de um banzo interior (Figura 13);

L_e – comprimento equivalente do vão (Figura 14).

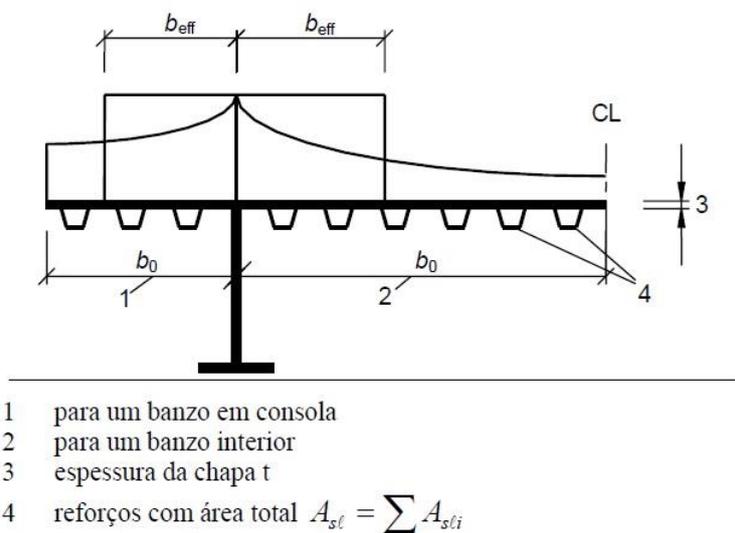


Figura 13 – Notações para o *shear lag* [7]

O comprimento equivalente pode ser obtido através da Figura 14, desde que os vãos adjacentes não difiram em mais de 50% e o vão de uma consola não seja superior a metade do vão adjacente a ela. No caso de não se

verificar esta condição, o comprimento equivalente deve ser considerado como sendo a distância entre pontos adjacentes do eixo da viga com momento flector nulo (cláusula 3.2.1(2)).

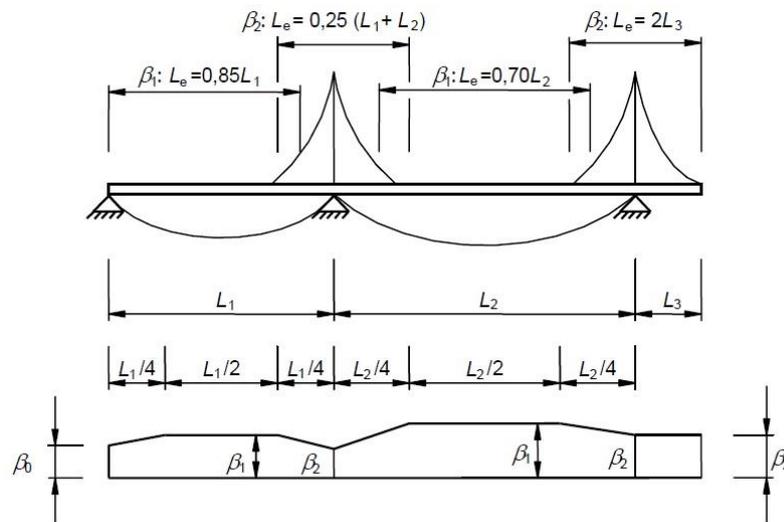


Figura 14 - Comprimento equivalente dos vãos e distribuição de coeficientes de largura efectiva^s [7]

Quando o limite acima definido de b_0 é excedido, os efeitos de *shear lag* nos banzos devem ser considerados através de larguras efectivas calculadas de acordo com o ponto 3.2 para os estados limites de serviço e de acordo com o ponto 3.3 para o estado limite último (cláusula 3.1(2)).

Estado Limite de Serviço e de Fadiga

Em regime elástico, uma dada largura efectiva é dada por (cláusula 3.2.1(1)):

$$b_{eff} = \beta b_0 \quad (19)$$

Em que o coeficiente de largura efectiva β é calculado a partir das equações (20) e (21) e da Tabela 1.

$$k = \frac{\alpha_0 b_0}{L_e} \quad (20)$$

com:

$$\alpha_0 = \sqrt{1 + \frac{A_{sl}}{b_0 t}} \quad (21)$$

onde L_e é definido na Figura 14 e A_{sl} , b_0 e t são definidos na Figura 13. A distribuição de larguras efectivas nos banzos de aço, ao longo da viga, para o dimensionamento dos elementos é a indicada na Figura 14.

O diagrama de tensões normais num banzo devido ao *shear lag* é determinado a partir da largura efectiva de acordo com a Figura 15 (cláusula 3.2.2(1)).

k	Zona de verificação	Valor de β
$k \leq 0,02$		$\beta = 1,0$
$0,02 < k \leq 0,70$	momento positivo	$\beta = \beta_1 = \frac{1}{1 + 6,4k^2}$
	momento negativo	$\beta = \beta_2 = \frac{1}{1 + 6,0 \left(k - \frac{1}{2500k} \right) + 1,6k^2}$
$k > 0,70$	momento positivo	$\beta = \beta_1 = \frac{1}{5,9k}$
	momento negativo	$\beta = \beta_2 = \frac{1}{8,6k}$
todos os valores de k	apoio de extremidade	$\beta_0 = \left(0,55 + \frac{0,025}{k} \right) \beta_1$, mas $\beta_0 < \beta_1$
	consola	$\beta = \beta_2$ no apoio e na extremidade livre

Tabela 1 - Coeficiente de largura efectiva β [7]

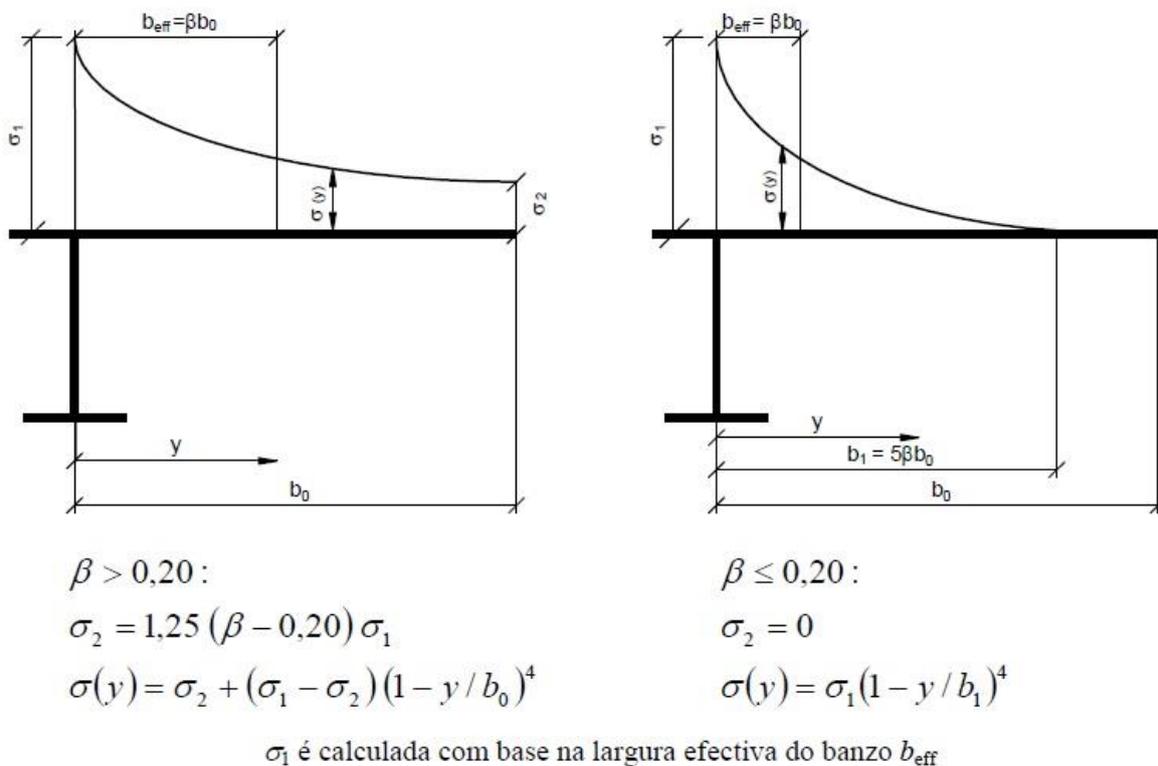


Figura 15 – Diagrama de tensões normais num banzo devido ao shear lag [7]

O Eurocódigo prevê também os efeitos nas almas resultantes de cargas pontuais no plano destas, ao nível dos banzos (Figura 16). A distribuição de tensões numa alma reforçada ou não reforçada é dada por (cláusula 3.2.3(1)):

$$\sigma_{z,Ed} = \frac{F_{Ed}}{b_{eff}(t_w + a_{st,l})} \quad (22)$$

com:

$$b_{eff} = s_e \sqrt{1 + \left(\frac{z}{s_e n}\right)^2} \quad (23)$$

em que:

$$n = 0,636 \sqrt{1 + \frac{0,878 a_{st,l}}{t_w}} \quad (24)$$

$$s_e = s_s + 2t_f \quad (25)$$

e:

$a_{st,l}$ – é área da secção transversal bruta dos reforços existentes ao longo de s_e dividida por s_e ;
 Conservativamente, este valor pode ser tomado como a área transversal bruta de um reforço dividido pelo espaçamento entre reforços, s_{st} (ver Figura 16);

t_w – espessura da alma;

z – distância ao banzo.

Note-se que a equação (22) só é válida quando $s_{st}/s_e \leq 0,5$. Caso esta relação não se verifique, a contribuição dos reforços deverá ser desprezada, ou seja, $a_{st,l} = 0$.

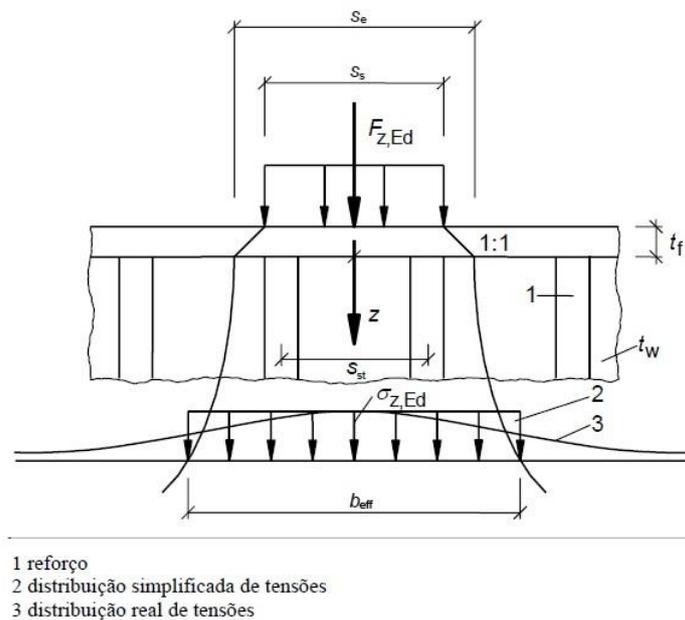


Figura 16 – Aplicação de cargas no plano da alma [7]

Estado Limite Último

No estado limite último, os efeitos do *shear lag* podem ser determinados utilizando uma de três formas (cláusula 3.3(1)):

- efeitos de *shear lag* em regime elástico, como determinados anteriormente para estados limites de serviço e de fadiga;
- combinação dos efeitos de *shear lag* e com os efeitos da encurvadura de placa;
- efeitos de *shear lag* em regime elastoplástico, considerando deformações plásticas limitadas.

No Anexo Nacional admite-se qualquer um dos métodos excepto se especificado em contrário nos EC3-2 a EC3-6. Recomenda-se a utilização do 3º método apenas se forem permitidas deformações plásticas limitadas na estrutura.

Neste método, os efeitos de *shear lag* são tomados em conta utilizando uma área efectiva dada por:

$$A_{eff} = A_{c,eff} \beta^k \geq A_{c,eff} \beta \quad (26)$$

em que $A_{c,eff}$ corresponde à área efectiva de um banzo comprimido relativa à encurvadura de placa, k calculado na (20) e β na Tabela 1.

Esta equação é também aplicável a banzos traccionados, caso em que a área efectiva $A_{c,eff}$ deverá ser substituída pela área bruta do banzo traccionado.

3.1.3.3 Shear lag nos banzos de betão

De acordo com o EC4-2, a largura efectiva dos banzos de betão deve ser determinada de acordo com as cláusulas 5.4.1.2(4) a 5.4.1.2(9) (cláusula 5.4.1.2(3)). Assim, neste ponto, todas as referências regulamentares serão relativas ao EC4-2 a menos que seja explicitamente indicado o contrário.

Largura efectiva num banzo de betão

A meio vão ou num apoio interno a largura efectiva, $b_{eff,1}$ ou $b_{eff,2}$ respectivamente, é dada por (cláusula 5.4.1.2(5)):

$$b_{eff,j} = b_0 + \sum b_{ei} \quad (27)$$

em que:

b_0 – distância entre a linha média dos conectores de extremidade;

b_{ei} – mínimo entre $L_e/8$ e b_i , onde L_e é a distância aproximada entre pontos de momento nulo e b_i é a distância entre a linha média do conector de extremidade e o ponto central entre almas ou a distância entre a linha média do conector de extremidade e o bordo livre (Figura 17).

Para apoios de extremidade, a largura efectiva, $b_{eff,0}$, é determinada pela expressão (cláusula 5.4.1.2(6)):

$$b_{eff,0} = b_0 + \sum \beta_i b_{ei} \quad (28)$$

com:

$$\beta_i = \left(0,55 + 0,025 \frac{L_e}{b_{ei}} \right) \leq 1,0 \quad (29)$$

em que:

b_{ei} – b_{ei} definido anteriormente a meio vão do vão de extremidade;

L_e – comprimento equivalente do vão de extremidade.

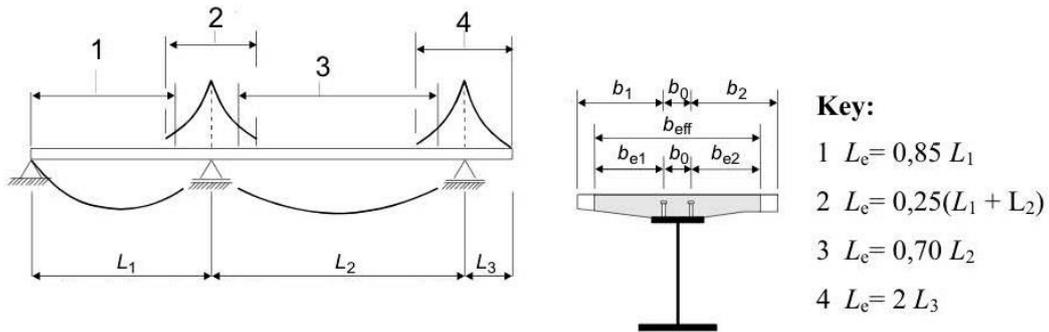


Figura 17 – Vãos equivalentes para largura efectiva da laje de betão [8]

Análise global

Para uma análise global elástica deve ser assumida uma largura efectiva constante ao longo de cada vão, à semelhança do que acontece nos banzos de aço. Para vãos bi-apoiados a largura efectiva b_{eff} toma o valor $b_{eff,1}$ calculada a meio vão e para consolas toma o valor $b_{eff,2}$ calculada no apoio, representados na Figura 18 (cláusula 5.4.1.2(4)).

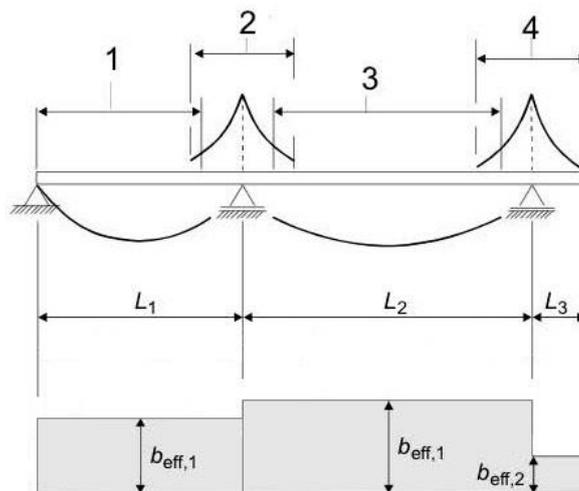


Figura 18 – Distribuição de largura efectiva para análise global elástica

Dimensionamento das secções

Para o dimensionamento da secção pode considerar-se a distribuição de larguras efectivas indicada na Figura 19 (cláusulas 6.1.2(1) e 5.4.1.2(7)).

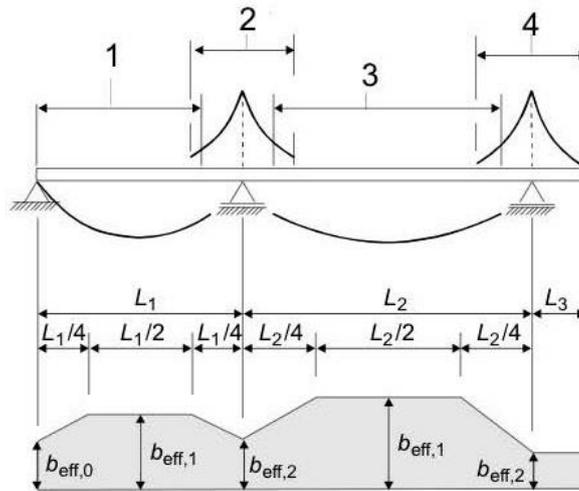


Figura 19 – Distribuição de largura efectiva para o dimensionamento da secção [8]

O diagrama de tensões normais devido ao efeito de *shear lag* num banzo de betão é obtido da mesma forma que nos banzos de aço, de acordo com a Figura 15 (cláusula 5.4.1.2(8)).

Este ponto faz ainda a referência a que, para secções transversais com momentos flectores resultantes da viga principal e de um sistema local (por exemplo, treliças compostas com acções aplicadas directamente entre nós de uma corda) as larguras efectivas relevantes para a viga principal e o sistema local devem ser usadas para os momentos flectores relevantes (cláusula 5.4.1.2(9)).

3.2 Estabilidade do fundo do caixão – Encurvadura de Placas Reforçadas Sujeitas a Compressão Uniforme

3.2.1 Introdução

A placa que constitui o fundo do caixão está sujeita a grandes compressões nas zonas de momentos flectores negativos sobre os apoios interiores. Uma solução usual consiste em reforçar o banzo na direcção longitudinal. Este tipo de soluções aumenta o momento de inércia da placa, o que melhora o seu comportamento em relação à encurvadura, sem aumentar significativamente o peso próprio. No entanto, este tipo de placas tem um comportamento complexo devido aos múltiplos modos de encurvadura que podem ocorrer [5].

3.2.2 Comportamento de placas reforçadas comprimidas

Os diferentes modos de encurvadura que podem ocorrer em placas reforçadas são:

- encurvadura global da placa reforçada;
- encurvadura do painel reforçado longitudinalmente entre reforços transversais;
- encurvadura local da placa não reforçada entre reforços longitudinais;
- encurvadura dos reforços.

Dado que a interacção entre dois modos pode gerar comportamentos instáveis, é habitual adoptar requisitos geométricos mínimos para os reforços, de modo a evitar que os modos de encurvadura associados a estes sejam críticos. Assim, em termos práticos, a encurvadura de uma placa reforçada é controlada pela encurvadura global da placa, acompanhada ou não de encurvadura local da placa não reforçada entre reforços longitudinais [6].

Encurvadura Global de Placa

Placas esbeltas (não reforçadas) sujeitas a compressões possuem resistência pós-crítica que pode ser tida em conta no seu dimensionamento e têm um comportamento típico como se mostra na Figura 20.

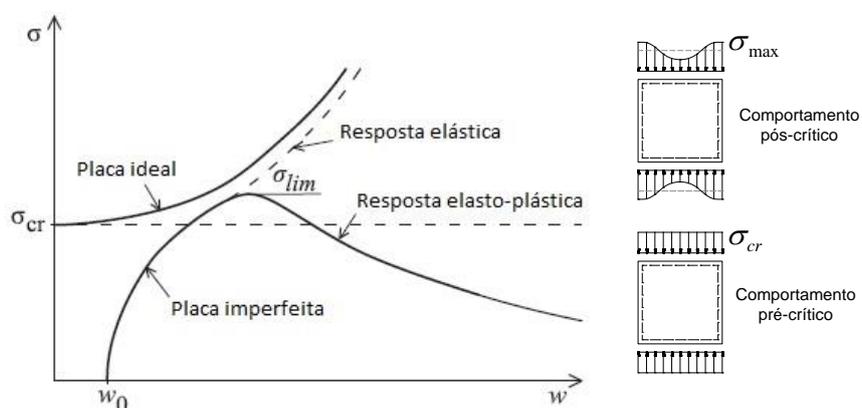


Figura 20 – Comportamento típico de placas esbeltas comprimidas [6]

Numa placa de dimensões a e b comprimida na largura b , à medida que o rácio $\alpha = a/b$ vai diminuindo, a sua resistência pós-crítica vai diminuindo gradualmente pois vai deixando de exibir um comportamento de placa (Figura 21a) e começa a exibir um comportamento de coluna (Figura 21b), que não possui resistência pós-crítica.

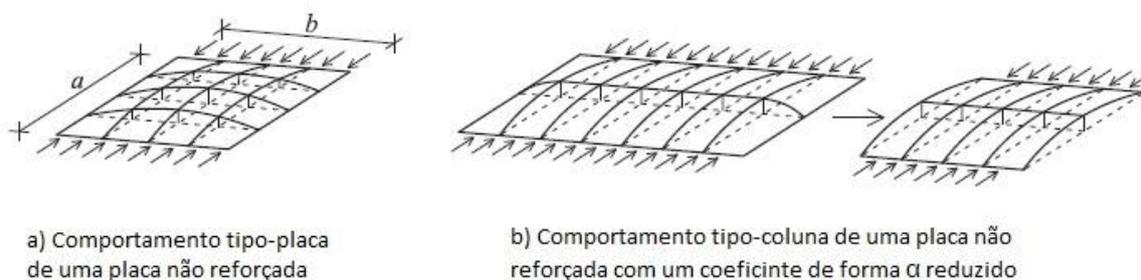


Figura 21 – Comportamento tipo-placa e tipo-coluna para placas não reforçadas comprimidas [6]

Para placas não reforçadas este fenómeno ocorre para valores de α abaixo de 1.0 mas para placas reforçadas longitudinalmente o comportamento tipo-coluna pode manifestar-se para valores de α maiores que 1.0 (Figura 22) [5].

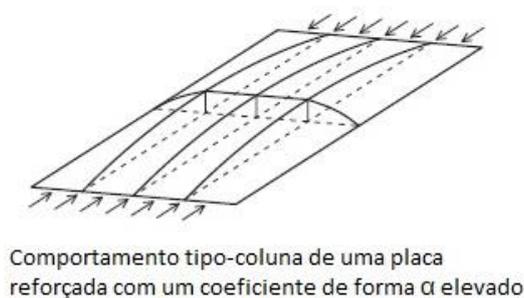


Figura 22 – Comportamento tipo-coluna para placas reforçadas comprimidas [6]

Assim, uma placa, seja reforçada ou não, pode exibir um comportamento global tipo-placa, tipo-coluna ou uma interacção entre os dois tipos, sendo por isso necessário avaliar ambos os fenómenos e a sua interacção.

3.2.3 Formulação do Eurocódigo

3.2.3.1 Introdução

Em primeiro lugar, o EC3-1-5 define que os efeitos de encurvadura devem ser tomados em consideração nos estados limites últimos, de serviço e de fadiga (cláusula 2.1 (1)).

Para determinar a resistência de placas uniformes podem ser utilizados modelos de largura efectiva desde que os painéis satisfaçam algumas condições (cláusula 2.3 (1)), sendo elas:

- os painéis têm de ser rectangulares e os banzos paralelos;

- o diâmetro de qualquer abertura não reforçada ou entalhe não pode exceder 0,05 da largura do painel, b .

Estas disposições são aplicáveis a painéis não rectangulares desde que o ângulo α (ver Figura 23) não seja superior a 10° . Caso contrário, a verificação de segurança dos painéis poderá ser feita considerando-os rectangulares com o maior dos valores b_1 e b_2 .

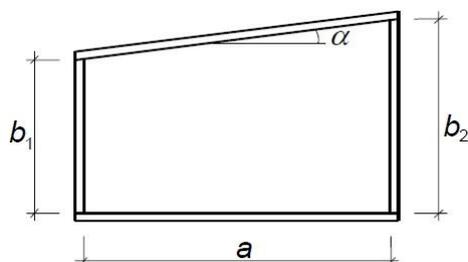


Figura 23 – Definição de α , b_1 e b_2 [7]

Em alternativa ao método das larguras efectivas, o EC3-1-5 preconiza que pode ser utilizado o método das tensões reduzidas (cláusula 2.4(1)). No entanto, o Anexo Nacional especifica que não é permitida a utilização deste método a não ser em casos em que o método das larguras efectivas não é aplicável (alínea NA2.3 d)).

Os elementos estruturais não uniformes, como vigas com esquadros de reforço ou painéis não rectangulares, ou para elementos estruturais uniformes com grandes aberturas regulares ou irregulares podem ser analisados através do método dos elementos finitos. Para este método o EC3-1-5 define orientações no seu Anexo C (cláusula 2.5 (1)).

De seguida, será explicada a formulação do EC3-1-5 para determinar os efeitos de encurvadura de placa de acordo com o método das larguras efectivas.

3.2.3.2 Análise Global

Para a análise global, o EC3-1-5 define que os efeitos da encurvadura de placa podem ser tomados em conta através da utilização de áreas efectivas^P dos elementos comprimidos (cláusula 2.2(4)). Nesta fase não é necessário tomar em conta a encurvadura global de placa e a área efectiva^P tem apenas em conta a encurvadura local de placa dos painéis secundários (e dos reforços se estes não forem totalmente efectivos).

No entanto, se a área efectiva^P da secção transversal de um elemento estrutural comprimido for superior a metade da área bruta da secção transversal desse mesmo elemento, o efeito da encurvadura de placa pode ser desprezado na análise global (cláusula 2.2(5)). Utilizando o exemplo ilustrado na Figura 24, se $\rho_1 > 0,5$ então na análise global pode assumir-se que o painel 1 é todo efectivo, ou seja, $\rho_1 = 1,0$ e assim sucessivamente para todos os elementos comprimidos.

3.2.3.3 Dimensionamento

Para o dimensionamento de placas reforçadas longitudinalmente, devem ser tidas em conta áreas efectivas^P resultantes da encurvadura local dos painéis secundários entre reforços e áreas efectivas^P resultantes da encurvadura global do painel reforçado (cláusula 4.5.1(1)).

Área efectiva^p dos painéis secundários entre reforços

A área efectiva^p dos painéis secundários são ser obtidos da mesma forma que placas não reforçadas (cláusula 4.5.1(2)) a partir da equação (cláusula 4.4(1)):

$$A_{c,eff} = \rho A_c \quad (30)$$

em que ρ é o coeficiente de redução para a encurvadura de placa e é calculado da seguinte forma (cláusula 4.4(2)):

- elementos comprimidos internos:

$$\rho = 1,0 \quad \text{para } \bar{\lambda}_p \leq 0,673 \quad (31)$$

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0,055(3 + \psi)}{\bar{\lambda}_p^2} \leq 1,0 \quad \text{para } \bar{\lambda}_p > 0,673, \text{ com } (3 + \psi) \geq 0 \quad (32)$$

- elementos comprimidos em consola:

$$\rho = 1,0 \quad \text{para } \bar{\lambda}_p \leq 0,748 \quad (33)$$

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0,188}{\bar{\lambda}_p^2} \leq 1,0 \quad \text{para } \bar{\lambda}_p > 0,748 \quad (34)$$

onde:

ψ – razão de tensões de acordo com a Tabela 2 e a Tabela 3;

$\bar{\lambda}_p$ – esbelteza normalizada de placa que é dada por:

$$\bar{\lambda}_p = \frac{\bar{b}/t}{28,4\varepsilon\sqrt{k_\sigma}} \quad (35)$$

com:

\bar{b} – largura da placa (ver Tabela 2 e Tabela 3);

t – espessura da placa;

k_σ – coeficiente de encurvadura que tem em conta a razão de tensões ψ e as condições de fronteira, sendo determinado pelas Tabela 2 e a Tabela 3;

ε – factor que depende da tensão de cedência e é dado por:

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y [MPa]}} \quad (36)$$

Distribuição de tensões (compressão positiva)				Largura efectiva ^p b _{eff}		
				$\psi = 1:$ $b_{\text{eff}} = \rho \bar{b}$ $b_{e1} = 0,5 b_{\text{eff}} \quad b_{e2} = 0,5 b_{\text{eff}}$		
				$1 > \psi \geq 0:$ $b_{\text{eff}} = \rho \bar{b}$ $b_{e1} = \frac{2}{5 - \psi} b_{\text{eff}} \quad b_{e2} = b_{\text{eff}} - b_{e1}$		
				$\psi < 0:$ $b_{\text{eff}} = \rho b_c = \rho \bar{b} / (1 - \psi)$ $b_{e1} = 0,4 b_{\text{eff}} \quad b_{e2} = 0,6 b_{\text{eff}}$		
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	1	$1 > \psi > 0$	0	$0 > \psi > -1$	-1	$-1 > \psi > -3$
Coeficiente de encurvadura k_σ	4,0	$8,2 / (1,05 + \psi)$	7,81	$7,81 - 6,29\psi + 9,78\psi^2$	23,9	$5,98 (1 - \psi)^2$

Tabela 2 – Elementos comprimidos internos [7]

Distribuição de tensões (compressão positiva)				Largura efectiva ^p b _{eff}		
				$1 > \psi \geq 0:$ $b_{\text{eff}} = \rho c$		
				$\psi < 0:$ $b_{\text{eff}} = \rho b_c = \rho c / (1 - \psi)$		
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	1	0	-1	$1 \geq \psi \geq -3$		
Coeficiente de encurvadura k_σ	0,43	0,57	0,85	$0,57 - 0,21\psi + 0,07\psi^2$		
				$1 > \psi \geq 0:$ $b_{\text{eff}} = \rho c$		
				$\psi < 0:$ $b_{\text{eff}} = \rho b_c = \rho c / (1 - \psi)$		
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	1	$1 > \psi > 0$	0	$0 > \psi > -1$	-1	
Coeficiente de encurvadura k_σ	0,43	$0,578 / (\psi + 0,34)$	1,70	$1,7 - 5\psi + 17,1\psi^2$		

Tabela 3 – Elementos comprimidos em consola [7]

Resumidamente, o procedimento de cálculo da área efectiva^p de cada painel secundário entre reforços é dado por:

- Calcular o coeficiente de encurvadura k_σ através da Tabela 2 e da Tabela 3;
- Calcular a esbelteza normalizada de placa $\bar{\lambda}_p$, através da equação (35);

- Calcular o coeficiente de redução ρ , através das equações (31) e (33);
- Determinar as zonas efectivas de acordo com a Tabela 2 e a Tabela 3.

Numa placa reforçada genérica sujeita a compressão uniforme, este procedimento transforma a secção bruta dos painéis secundários entre reforços ilustrada na Figura 24a na secção efectiva^p ilustrada na Figura 24b.

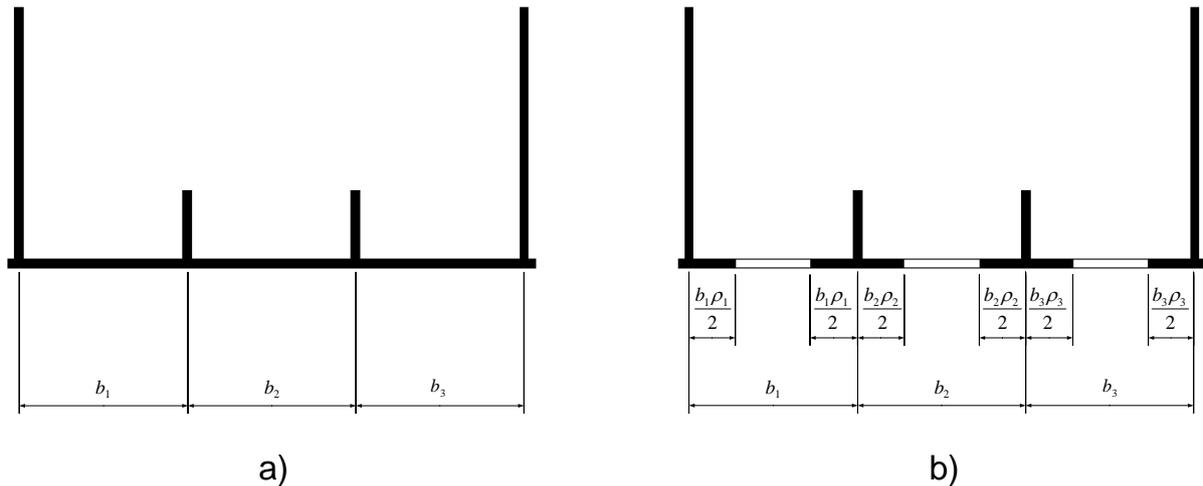


Figura 24 - Cálculo das áreas efectivas^p dos painéis secundários para uma placa reforçada sujeita a compressão uniforme

Área efectiva^p de placa reforçada

A área efectiva^p da placa reforçada comprimida, tendo em conta a encurvadura local dos painéis secundários, a encurvadura local dos reforços e a encurvadura global do painel reforçado é dada por (cláusula 4.5.1(3)):

$$A_{c,eff} = \rho_c A_{c,eff,loc} + \sum b_{edge,eff} t \quad (37)$$

em que:

ρ_c – coeficiente de redução para a encurvadura global;

t – espessura da placa comprimida;

$b_{edge,eff}$ – largura efectiva^p de um painel que se encontra apoiado num elemento de placa adjacente de largura b_{edge} (Figura 25a);

$A_{c,eff,loc}$ – área das secções efectivas^p de todos os reforços e painéis secundários que se encontram total ou parcialmente comprimidos, com excepção das larguras efectivas^p $b_{edge,eff}$ (ver Figura 25b). Esta área é definida por (cláusula 4.5.1(4)):

$$A_{c,eff,loc} = A_{sl,eff} + \sum_c \rho_{loc} b_{c,loc} t \quad (38)$$

onde:

$A_{sl,eff}$ – soma das áreas efectivas^p de todos os reforços longitudinais cuja área bruta A_{sl} se situa na zona comprimida A_c (definida na Figura 25a);

Σ_c – aplica-se à parte comprimida da largura do painel reforçado, com excepção das larguras efectivas^p $b_{edge,eff}$, indicada como A_c (ver Figura 25);

$b_{c,loc}$ – largura da parte comprimida de cada painel secundário;

ρ_{loc} – coeficiente de redução de cada painel secundário, de acordo com as equações (31) e (33).

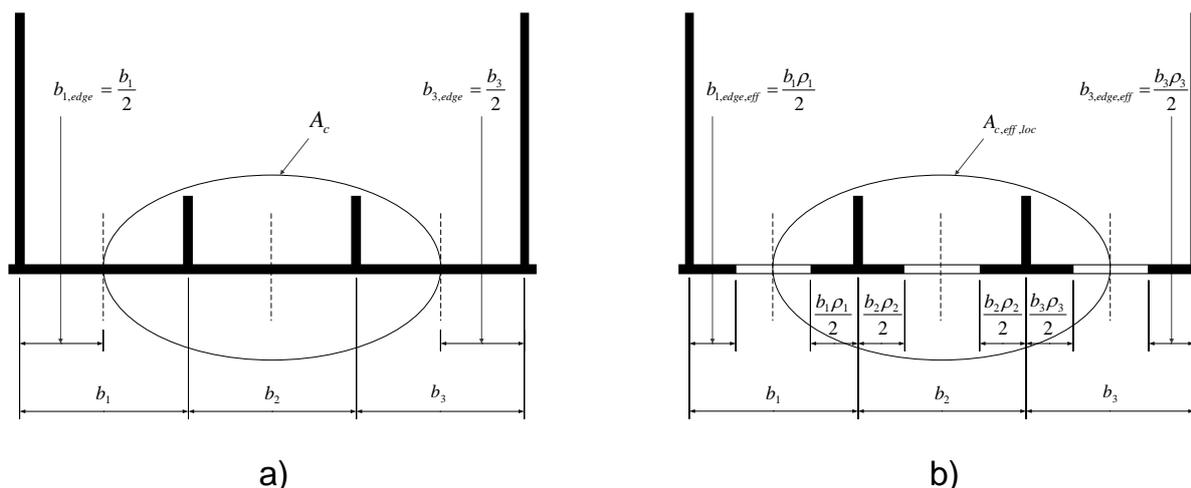


Figura 25 – Notações para cálculo da secção efectiva^p de uma placa reforçada sujeita a compressão uniforme

Contudo, é ainda necessário calcular o coeficiente de redução para a encurvadura global ρ_c , que tem em conta a encurvadura tipo-placa e a encurvadura tipo-coluna, através da interacção dos coeficientes de redução ρ e χ_c , respectivamente.

Encurvadura tipo-placa

O coeficiente de redução ρ , relativo à encurvadura tipo-placa, deve ser calculado de acordo com as equações (31) e (33), mas em que a esbelteza normalizada de placa é dada por (cláusulas 4.5.2(1) e (2)):

$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{\beta_{A,c} f_y}{\sigma_{cr,p}}} \quad (39)$$

em que:

$$\beta_{A,c} = \frac{A_{c,eff,loc}}{A_c} \quad (40)$$

e:

$$\sigma_{cr,p} = k_{cr,p} \sigma_E \quad (41)$$

com:

$$\sigma_E = \frac{\pi^2 E t^2}{12(1 - \nu^2) b^2} = 190000 \left(\frac{t}{b}\right)^2 \text{ [MPa]} \quad (42)$$

onde t e b são a espessura e largura da placa, respectivamente;

$k_{cr,p}$ – coeficiente de encurvadura de placa, que pode ser calculado através de ábacos para reforços distribuídos, simulações numéricas ou através das fórmulas simplificadas fornecidas pelo EC3-1-5.

Relativamente às simulações numéricas existem duas formas de calcular $k_{cr,p}$. A primeira consiste no uso de software de cálculo estrutural através de elementos finitos (SAP2000, ABAQUS, ANSYS, etc.) e a segunda no uso de software específico para o cálculo de problemas de encurvadura (EBPlate, etc.) [6].

O EC3-1-5 define dois métodos de cálculo para $\sigma_{cr,p}$. O primeiro define fórmulas para calcular o coeficiente $k_{cr,p}$ a utilizar na expressão (41) para placas com pelo menos três reforços longitudinais consideradas como placas ortotrópicas equivalentes (mais comum no fundo de caixões metálicos e mistos). O segundo define fórmulas para calcular a tensão $\sigma_{cr,p}$ em placas com apenas um ou dois reforços na zona comprimida (mais comum para almas sujeitas à flexão e por isso não será referido).

De seguida é explicado o método definido pelo EC3-1-5 no caso de existirem pelo menos três reforços longitudinais.

Placa ortotrópica equivalente

O coeficiente de encurvadura de placa para placas ortotrópicas equivalentes é dado por (cláusula A.1(2)):

$$k_{cr,p} = \frac{2[(1 + \alpha^2)^2 + \gamma - 1]}{\alpha^2(\psi + 1)(1 + \delta)} \quad \text{se } \alpha \leq \sqrt[4]{\gamma} \quad (43)$$

$$k_{cr,p} = \frac{4(1 + \sqrt{\gamma})}{(\psi + 1)(1 + \delta)} \quad \text{se } \alpha > \sqrt[4]{\gamma} \quad (44)$$

em que:

$$\gamma = \frac{I_{sl}}{I_p}; \quad \delta = \frac{\sum A_{sl}}{A_p}; \quad \psi = \frac{\sigma_1}{\sigma_2} \geq 0,5; \quad \alpha = \frac{a}{b} \geq 0,5 \quad (45)$$

com:

I_{sl} – momento de inércia de toda a placa reforçada;

I_p – momento de inércia associado à flexão da placa, dado por:

$$I_p = \frac{bt^3}{12(1 - \nu^2)} = \frac{bt^3}{10,92} \quad (46)$$

$\sum A_{sl}$ – soma das áreas brutas dos vários reforços longitudinais;

A_p – área bruta da placa, dada por:

$$A_p = bt \quad (47)$$

σ_1 e σ_2 – tensão de bordo máxima e mínima, respectivamente;

a , b e t – comprimento da placa (distância entre reforços transversais), largura da placa e espessura da placa, respectivamente.

Encurvadura tipo-coluna

A esbelteza normalizada de coluna é dada por (cláusula 4.5.3(4)):

$$\bar{\lambda}_c = \sqrt{\frac{\beta_{A,c} f_y}{\sigma_{cr,c}}} \quad (48)$$

onde:

$$\beta_{A,c} = \frac{A_{sl,1,eff}}{A_{sl,1}} \quad (49)$$

com:

$A_{sl,1}$ – a área bruta da secção transversal do reforço e das zonas adjacentes da placa, como definido na Figura 26a.

$A_{sl,1,eff}$ – a área da secção transversal efectiva do reforço e das zonas adjacentes da placa tendo em conta uma eventual encurvadura de placa, como definido na Figura 26b.

Numa placa reforçada e sujeita a compressão uniforme, a tensão crítica de encurvadura de coluna $\sigma_{cr,c}$ toma o mesmo valor que a tensão crítica de encurvadura de coluna $\sigma_{cr,sl}$ do reforço mais próximo do bordo do painel submetido à tensão de compressão mais elevada (cláusula 4.5.3(3)):

$$\sigma_{cr,c} = \sigma_{cr,sl} = \frac{\pi^2 E I_{sl,1}}{A_{sl,1} a^2} \quad (50)$$

em que:

$I_{sl,1}$ – momento de inércia da secção transversal bruta do reforço e das zonas adjacentes da placa;

a – comprimento da placa (distância entre reforços transversais).

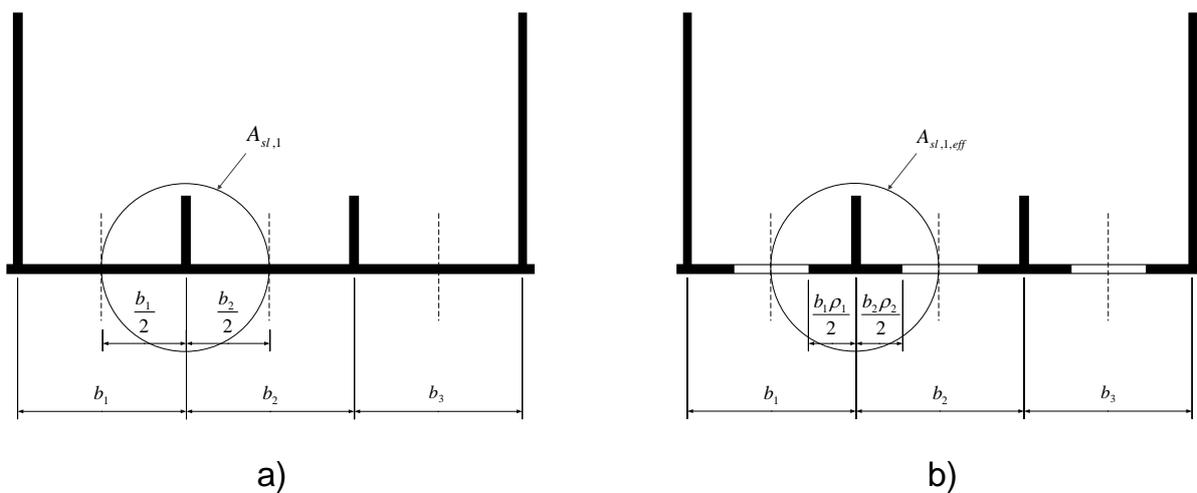


Figura 26 – Propriedades de um reforço e zona da placa adjacente para uma placa reforçada sujeita a compressão uniforme

O coeficiente de redução χ_c , relativo à encurvadura do tipo coluna, deve ser calculado através das curvas de encurvadura definidas no ponto 6.3.1.2 do EC3-1-1, substituindo a esbelteza normalizada por $\bar{\lambda}_c$ e o factor de imperfeição por α_e (cláusula 4.5.3(5)):

$$\chi_c = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}_c^2}} \geq 1,0 \quad (51)$$

em que:

$$\phi = 0,5[1 + \alpha_e(\bar{\lambda}_c - 0,2) + \bar{\lambda}_c^2] \quad (52)$$

onde:

$$\alpha_e = \alpha + \frac{0,09}{i/e} \quad (53)$$

com:

α – toma o valor 0,34 (curva de encurvadura b) para reforços de secção fechada e 0,49 (curva de encurvadura c) para reforços de secção aberta;

$$i = \sqrt{\frac{I_{sl,1}}{A_{sl,1}}} \quad (54)$$

$$e = \max(e_1, e_2) \quad (55)$$

em que:

e_1 – distância entre o centro de gravidade do reforço G_{st} e o centro de gravidade do reforço com a contribuição das zonas adjacentes da placa (ou seja, da área $A_{sl,1}$) G_{sl} (Figura 27a);

e_2 – distância entre o centro de gravidade da placa G_p e G_{sl} . Para reforços dos dois lados da placa e simétricos $e_1 = e_2$ (Figura 27b).

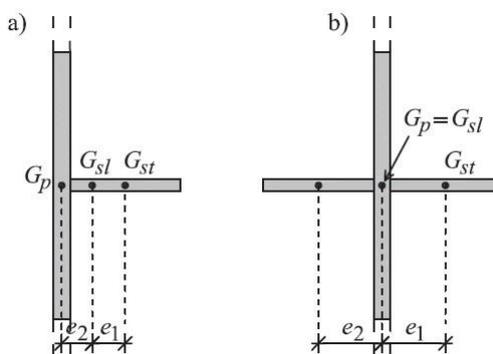


Figura 27 – Definição de e_1 e e_2 [6]

Interacção entre encurvadura tipo-placa e tipo-coluna

O coeficiente de redução para a encurvadura global ρ_c é obtido através da interpolação entre ρ e χ_c de acordo com a equação (cláusula 4.5.4(1)):

$$\rho_c = (\rho - \chi_c)\xi(2 - \xi) + \chi_c \quad (56)$$

em que:

$$\xi = \frac{\sigma_{cr,p}}{\sigma_{cr,c}} - 1 \quad \text{mas } 0 \leq \xi \leq 1 \quad (57)$$

Por definição, a tensão crítica de encurvadura tipo-placa $\sigma_{cr,p}$ é sempre superior à tensão crítica de encurvadura tipo-coluna $\sigma_{cr,c}$. Isto deve-se ao facto de $\sigma_{cr,c}$ ser calculado assumindo que a placa não está apoiada longitudinalmente. Assim, a esbelteza normalizada de placa é sempre inferior à esbelteza normalizada de coluna e, conseqüentemente, numa placa o coeficiente de redução ρ é sempre superior ao coeficiente de redução χ_c , porque a curva de encurvadura a , que é a mais favorável (e que acontece para uma placa não reforçada) situa-se sempre abaixo da curva de encurvadura mais desfavorável para ρ (que acontece para placas sujeitas a compressão uniforme), como se mostra na Figura 28 [6].

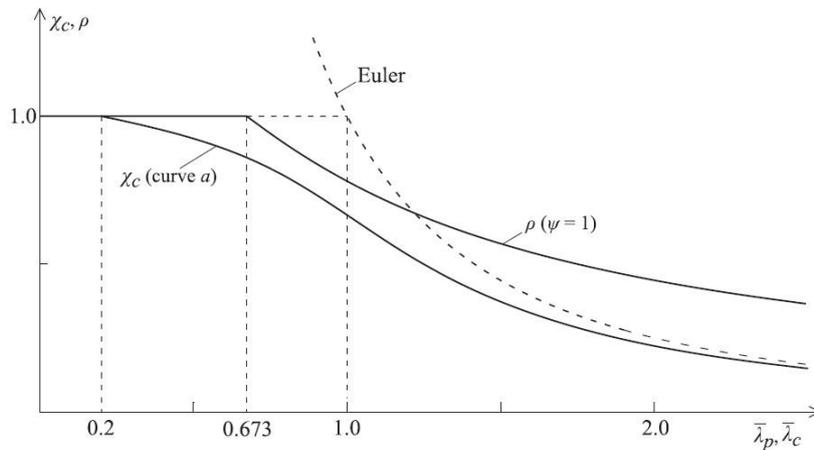


Figura 28 – Comparação entre χ_c e ρ [6]

Para placas em que o comportamento tipo-coluna predomina, a relação $\frac{\sigma_{cr,p}}{\sigma_{cr,c}}$ é próxima de 1,0, $\xi \approx 0$ e, conseqüentemente, $\rho_c = \chi_c$. Para placas em que o comportamento tipo-placa predomina, a relação $\frac{\sigma_{cr,p}}{\sigma_{cr,c}}$ pode ultrapassar os 2,0. Nesse caso, $\xi = 1$ e, conseqüentemente, $\rho_c = \rho$. Um gráfico que mostra o andamento de ρ_c de acordo com a equação (57) é apresentado na Figura 29.

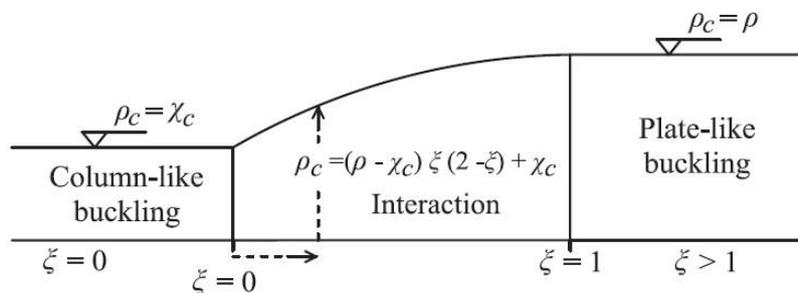


Figura 29 – Interpolação entre encurvadura tipo-placa e encurvadura tipo-coluna [6]

3.3 Estabilidade das Almas

3.3.1 Estabilidade de Almas Sujeitas a Esforço Transverso

3.3.1.1 Fenómeno

Para a resistência da secção, as almas contribuem fundamentalmente para a resistência ao esforço transverso. Dada a sua esbelteza, esta resistência é, em geral, calculada tendo em conta a sua resistência pós-crítica (Figura 30) [9].

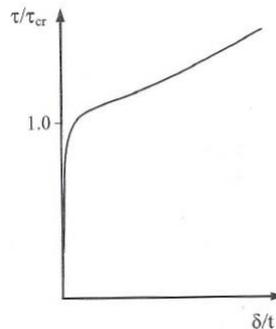


Figura 30 – Comportamento pós-encurvadura de uma placa sujeita a um estado de corte puro [5]

Tensão Crítica

Uma alma sujeita a esforço transverso, está submetida a um estado de tensão de corte puro até instabilizar. Se estas tensões tangenciais τ forem transformadas em tensões principais, correspondem a tensões principais de tracção σ_1 e tensões principais de compressão σ_2 de igual valor e inclinadas a 45° em relação ao eixo da alma (Figura 31).

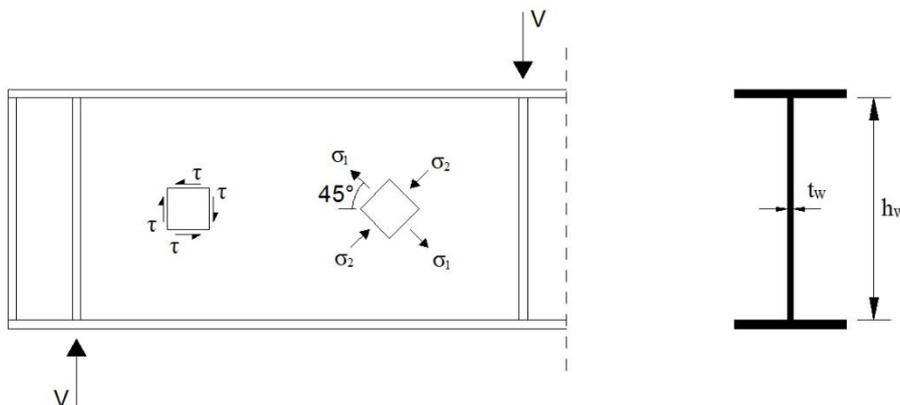


Figura 31 – Estado de tensão de corte puro [6]

Este estado de tensões actua na alma até esta atingir a tensão crítica elástica que, à semelhança de uma placa comprimida uniaxialmente, é dada pela fórmula da tensão crítica de Euler multiplicada agora pelo factor k_τ :

$$\tau_{cr} = k_\tau \frac{\pi^2 E}{12(1 - \nu^2)} \left(\frac{t_w}{h_w} \right)^2 \quad (58)$$

em que:

k_τ – coeficiente de encurvadura, que depende da altura da alma e da distância entre reforços transversais;

t_w – espessura da alma (Figura 31);

h_w – altura da alma (Figura 31).

Comportamento de pós-encurvadura

Quando a alma instabiliza, perde a capacidade de resistir a tensões normais na direcção das tensões principais de compressão σ_2 , enquanto que na direcção das tensões principais de tracção σ_1 , as tensões normais podem ainda aumentar. Isto leva à rotação do campo de tensões, para assegurar o equilíbrio, dada a diferença entre as tensões de tracção e de compressão (Figura 32).

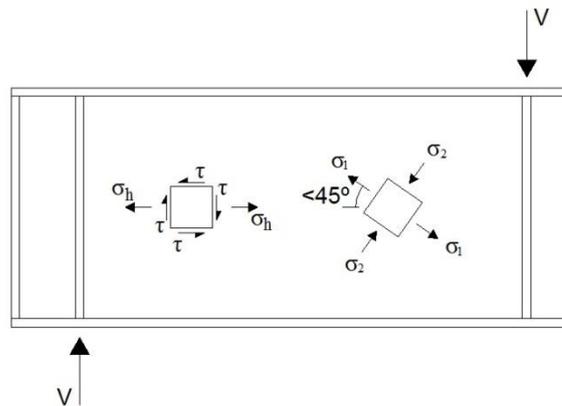


Figura 32 – Campo de tensões rodado [6]

A formação deste campo de tracções adicional, que é responsável pela resistência de pós-encurvadura, só é possível se os elementos de fronteira, isto é, os banzos e os reforços transversais, conseguirem ancorar as forças axiais que se geram, representadas na Figura 32 por σ_h .

Quando a tensão última é atingida, forma-se um mecanismo de colapso com rótulas nos banzos (Figura 33). Relativamente a este aspecto, ensaios mostraram que a resistência de apoios de extremidade de tabuleiros mistos ao esforço transversal é superior devido à contribuição da laje, que atrasa a formação das rótulas plásticas no banzo superior [10].

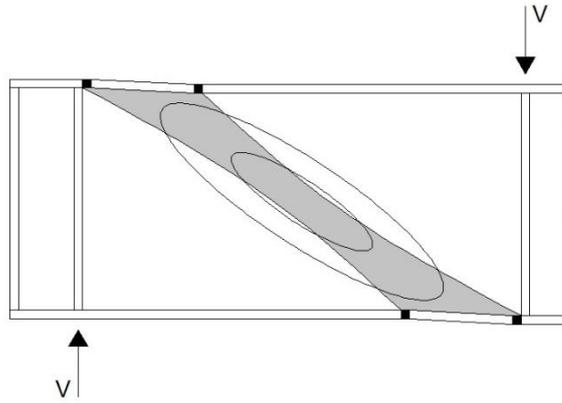


Figura 33 – Mecanismo de colapso de uma alma sujeita a um esforço transversal [6]

3.3.1.2 Formulação do Eurocódigo

Introdução

A resistência de placas ao esforço transversal é calculada através do ponto 5 do EC3-1-5. Para que a resistência de placas à encurvadura por esforço transversal possa ser calculada através deste ponto, algumas condições têm de ser verificadas (cláusula 5.1(1)):

- Os painéis têm de ser rectangulares com uma tolerância definida pelo ângulo indicado em 3.2.3.1;
- Todas as aberturas e entalhes têm de ser de pequenas dimensões, também definidas em 3.2.3.1;
- Os elementos têm de ter secção transversal uniforme;
- Caso existam, os reforços têm de estar colocados nas direcções longitudinal e/ou transversal.

Dimensionamento

Devem ser verificadas em relação à encurvadura por esforço transversal, as almas que não satisfaçam as seguintes condições (cláusula 5.1(2)):

$$\frac{h_w}{t_w} < \frac{72}{\eta} \varepsilon \quad \text{no caso de almas não reforçadas transversalmente} \quad (59)$$

$$\frac{h_w}{t_w} < \frac{31}{\eta} \varepsilon \sqrt{k_\tau} \quad \text{no caso de almas reforçadas transversalmente} \quad (60)$$

em que:

η – coeficiente que depende do tipo de aço e toma o valor 1,20 para classes de resistência até S460 (inclusive) e 1,00 para classes de aço mais elevadas;

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y [MPa]}} \quad (61)$$

h_w – altura da alma, definida na Figura 31;

t_w – espessura da alma, definida na Figura 31;

k_t – coeficiente de encurvadura por esforço transverso.

A verificação de segurança deve ser realizada através da expressão (cláusula 5.5(1)):

$$\eta_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{b,Rd}} \leq 1,0 \quad (62)$$

em que:

V_{Ed} – valor de cálculo do esforço transverso actuante, tomando em conta a resultante das tensões tangenciais devidas à torção;

$V_{b,Rd}$ – valor de cálculo do esforço transverso resistente, que tem em conta a contribuição da alma e dos banzos e é dado por (cláusula 5.2(1)):

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} \leq \eta \frac{f_{yw} h_w t_w}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} \quad (63)$$

Contribuição da alma

A contribuição da alma para a resistência à encurvadura por esforço transverso é dada por (cláusula 5.2(1)):

$$V_{bw,Rd} = \chi_w \frac{f_{yw} h_w t_w}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} \quad (64)$$

em que:

χ_w – factor de redução relativo à contribuição da alma para a resistência à encurvadura por esforço transverso, que depende da rigidez dos reforços de extremidade e da esbelteza normalizada da alma e pode ser determinado de acordo com a Tabela 4. Na Figura 34 mostra-se o andamento deste coeficiente para reforços de extremidade rígidos ou não rígidos.

	Reforço de extremidade rígido	Reforço de extremidade não rígido
$\bar{\lambda}_w < 0,83/\eta$	η	η
$0,83/\eta \leq \bar{\lambda}_w < 1,08$	$0,83/\bar{\lambda}_w$	$0,83/\bar{\lambda}_w$
$\bar{\lambda}_w \geq 1,08$	$1,37/(0,7 + \bar{\lambda}_w)$	$0,83/\bar{\lambda}_w$

Tabela 4 – Coeficiente de encurvadura por esforço transverso χ_w [7]

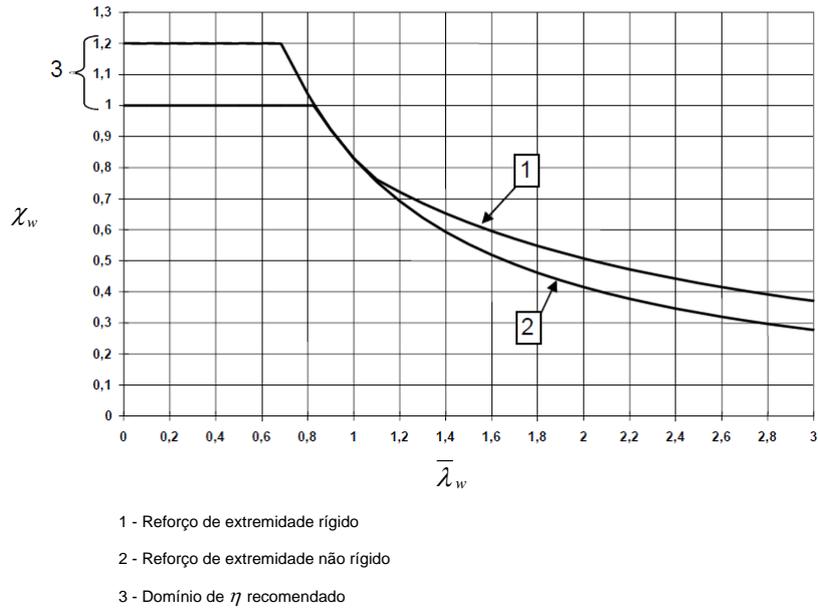


Figura 34 - Coeficiente de encurvadura por esforço transversal χ_w [7]

O parâmetro de esbelteza normalizada $\bar{\lambda}_w$ usado para definir o factor de redução é dado por (cláusula 5.3(3)):

$$\bar{\lambda}_w = \sqrt{\frac{f_{yw}/\sqrt{3}}{\tau_{cr}}} = 0,76 \sqrt{\frac{f_{yw}}{\tau_{cr}}} \quad (65)$$

em que:

$$\tau_{cr} = k_\tau \sigma_E \quad (66)$$

com:

$$\sigma_E = \frac{\pi^2 E t^2}{12(1 - \nu^2) b^2} \approx 190000 \left(\frac{t}{b}\right)^2 \text{ [MPa]} \quad (67)$$

Este parâmetro pode ser simplificado. Para almas com:

- reforços transversais apenas nos apoios:

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_w}{86,4 t_w \varepsilon} \quad (68)$$

- reforços transversais nos apoios e reforços intermédios, transversais e/ou longitudinais:

$$\bar{\lambda}_w = \max\left(\frac{h_w}{37,4 t_w \varepsilon \sqrt{k_\tau}}; \frac{h_{wi}}{37,4 t_w \varepsilon \sqrt{k_{\tau i}}}\right) \quad (69)$$

onde:

h_w – altura da alma;

h_{wi} – altura do sub-painel i , ver Figura 35;

k_τ – coeficiente de encurvadura por esforço transversal da alma;

$k_{\tau i}$ – coeficiente de encurvadura por esforço transversal do sub-painel i .

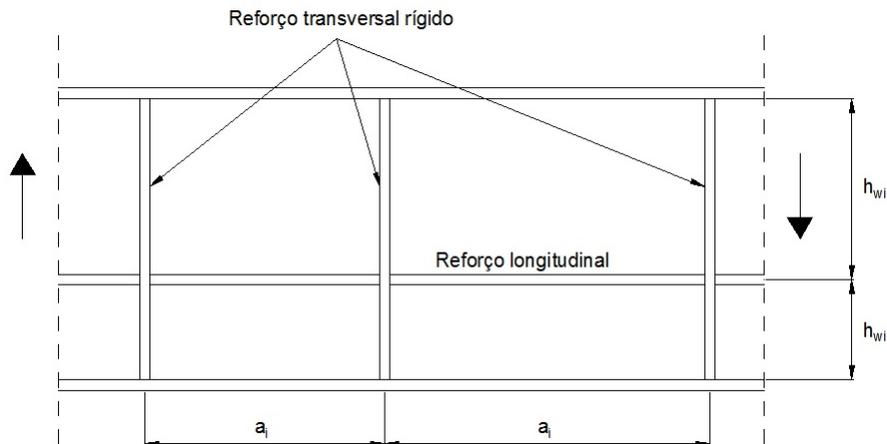


Figura 35 – Alma com reforços transversais e longitudinais

Este coeficiente k_{τ} pode, à semelhança do coeficiente de encurvadura de placa submetida à compressão $k_{cr,p}$, ser calculado através de ábacos, simulações numéricas ou através das seguintes expressões dadas pelo Anexo A.3 do EC3-1-5:

- Placas com apenas reforços transversais rígidos:

$$k_{\tau} = 4,00 + 5,34 \left(\frac{h_w}{a} \right)^2 \quad \text{para } \frac{a}{h_w} < 1,0 \quad (70)$$

$$k_{\tau} = 5,34 + 4,00 \left(\frac{h_w}{a} \right)^2 \quad \text{para } \frac{a}{h_w} \geq 1,0 \quad (71)$$

- Placas reforçadas com apenas um ou dois reforços longitudinais e com $\frac{a}{h_w} < 3$:

$$k_{\tau} = 4,1 + \frac{6,3 + 0,18 \frac{I_{sl}}{t_w^3 h_w}}{\left(\frac{a}{h_w} \right)^2} + 2,2 \sqrt[3]{\frac{I_{sl}}{t_w^3 h_w}} \quad (72)$$

- Placas reforçadas com apenas um ou dois reforços longitudinais e com $\frac{a}{h_w} \geq 3$:

$$k_{\tau} = 4,00 + 5,34 \left(\frac{h_w}{a} \right)^2 + k_{\tau sl} \quad \text{para } \frac{a}{h_w} < 1,0 \quad (73)$$

$$k_{\tau} = 5,34 + 4,00 \left(\frac{h_w}{a} \right)^2 + k_{\tau sl} \quad \text{para } \frac{a}{h_w} \geq 1,0 \quad (74)$$

com:

$$k_{\tau sl} = 9 \left(\frac{h_w}{a} \right)^2 \sqrt[4]{\left(\frac{I_{sl}}{t_w^3 h_w} \right)^3} \geq \frac{2,1}{t_w} \sqrt[3]{\frac{I_{sl}}{h_w}} \quad (75)$$

onde:

a – distância entre reforços transversais;

h_w – altura da alma;

t_w – espessura da alma;

I_{sl} – momento de inércia do reforço longitudinal, incluindo uma largura efectiva da alma de $15 \cdot \epsilon \cdot t_w$ de cada lado do reforço, em relação ao eixo z-z, de acordo com a Figura 36. No caso de almas com dois ou mais reforços longitudinais, não necessariamente espaçados, I_{sl} é a soma dos momentos de inércia de todos os reforços.

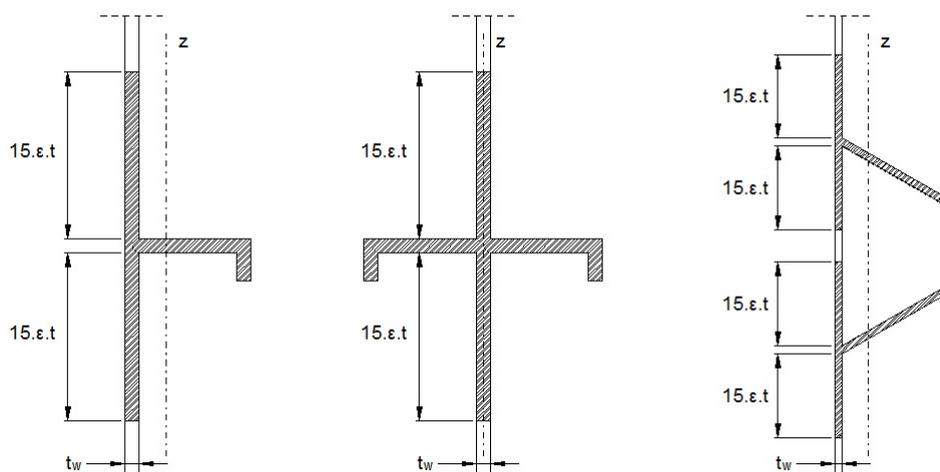


Figura 36 – Área efectiva de reforços para cálculo do momento de inércia equivalente

De referir que no cálculo de k_τ o momento de inércia I_{sl} deve ser reduzido para $1/3$ do seu valor real (cláusula 5.3(4)).

Esta redução é feita para ter em conta a reduzida reserva pós-crítica de placas reforçadas em relação a placas não reforçadas. No entanto, estudos recentes mostram que esta redução só é necessária para reforços com pouca rigidez de torção. No caso de reforços com grande rigidez de torção, como é o caso de reforços trapezoidais, pode ser considerado o valor real do momento de inércia [6].

Quando existem reforços transversais intermédios não rígidos, não são dadas expressões para o cálculo de k_τ . Neste caso, o EC3-1-5 apenas dá esquemas para a verificação para quando são usadas simulações numéricas.

Na prática, em estruturas de aço modernas, este tipo de reforços longitudinais tem vindo ser cada vez menos utilizados, uma vez que o ganho de resistência ao esforço transversal é muito reduzido. Mesmo o uso de reforços transversais intermédios rígidos tem vindo a ser cada vez menos corrente, pois o aumento de resistência ao esforço transversal e a diminuição da espessura da alma não compensa os custos adicionais de material e mão de obra, nomeadamente de soldaduras, associados aos reforços [6].

Contribuição dos banzos

Quando a resistência dos banzos não é totalmente mobilizada pelo momento flector, ou seja, quando $M_{Ed} < M_{f,Rd}$, a contribuição dos banzos na resistência ao esforço transversal é dada por (cláusula 5.4(1)):

$$V_{bf,Rd} = \frac{b_f t_f^2 f_{yf}}{c \gamma_{M1}} \left(1 - \left(\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} \right)^2 \right) \quad (76)$$

em que:

b_f – largura do banzo com menor contribuição para a resistência ao esforço normal e não pode ser superior a $15 \cdot \varepsilon \cdot t_f$ de cada lado da alma;

t_f – espessura do banzo com menor contribuição para a resistência ao esforço normal;

$M_{f,Rd}$ – momento resistente da secção transversal constituída apenas pelas áreas efectivas dos banzos (Figura 37) e que é dado por:

$$M_{f,Rd} = \frac{M_{f,k}}{\gamma_{M0}} = \frac{\min(b_{f,1} t_{f,1} f_{yf,1} h_f; b_{f,2} t_{f,2} f_{yf,2} h_f)}{\gamma_{M0}} \quad (77)$$

c – comprimento de banzo entre rótulas plásticas, dado por (ver Figura 37):

$$c = a \left(0,25 + \frac{1,6 b_f t_f^2 f_{yf}}{t_w h_w^2 f_{yw}} \right) \quad (78)$$

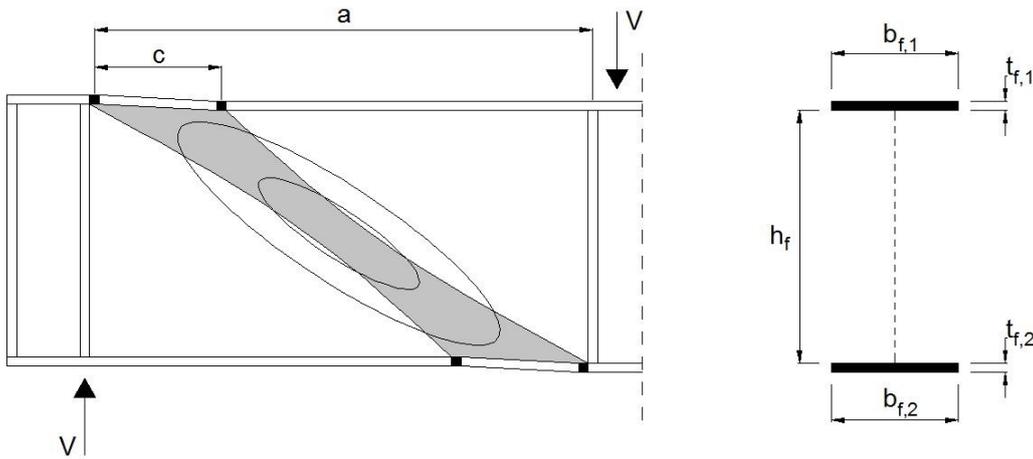


Figura 37 – Ancoragem do campo de tensões nos banzos

Na presença de esforço normal, N_{Ed} , o valor de $M_{f,Rd}$ deverá ser reduzido para (cláusula 5.4(2)):

$$M_{f,Rd} = \frac{M_{f,k}}{\gamma_{M0}} \left[1 - \frac{N_{Ed}}{\frac{(b_{f,1} t_{f,1} + b_{f,2} t_{f,2}) f_{yf}}{\gamma_{M0}}} \right] \quad (79)$$

Na prática, para secções com elevado nível de utilização devido ao esforço normal e ao momento flector, a contribuição dos banzos, $V_{bf,Rd}$, pode ser desprezada. Em qualquer caso, a resistência ao esforço transversal provém maioritariamente da contribuição da alma, $V_{bw,Rd}$ [6].

3.3.2 Estabilidade de Almas Sujeitas a Forças Transversais – *Patch Loading*

3.3.2.1 Fenómeno

Podem registrar-se forças transversais que são forças aplicadas perpendicularmente a um banzo, no plano da alma. Estas forças transversais concentradas, ou distribuídas numa área reduzida, induzem tensões transversais significativas na alma e ocorrem normalmente nos apoios ou no caso de cargas suspensas. Nestes casos, a utilização de reforços transversais pode ajudar na resistência da alma. No entanto, se existirem cargas concentradas móveis, como é o caso de vigas de rolamento de pontes rolantes ou no caso das reacções dos apoios durante o lançamento incremental de um tabuleiro, o uso de reforços transversais deixa de ser apropriado e é necessário a alma resistir por si a estas cargas. Este tipo de carregamento é também conhecido por *Patch Loading* [5 ; 6].

Modos de Colapso

O colapso da alma de uma viga sujeita a forças transversais pode acontecer de três modos distintos (Figura 38):

- cedência;
- encurvadura;
- *cripling*.

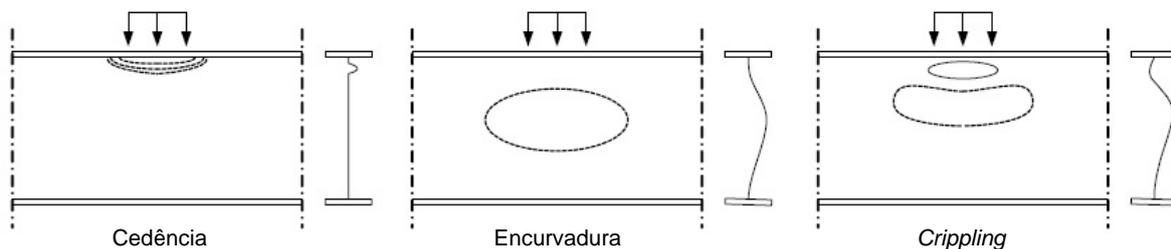


Figura 38 – Modos de colapso de vigas sujeitas a forças transversais [6]

Na verdade, não existe uma distinção clara entre o modo de encurvadura e o modo de *cripling*, podendo este ser visto como uma mudança gradual da configuração de encurvadura. Normalmente, ocorre primeiro o modo de encurvadura e segue-se o modo de *cripling* para carregamentos próximos do carregamento último. O modo de colapso que ocorre depende principalmente da distribuição de tensões transmitida pelo banzo à alma, a qual é função da relação de espessuras t_f/t_w . Como regra geral, valores altos de t_f/t_w implicam um modo de colapso de encurvadura ou *cripling*, enquanto que valores baixos conduzem a um modo de colapso por cedência [11].

Resistência Última

A resistência última de uma viga sujeita a forças transversais é aproximadamente proporcional ao quadrado da espessura da alma, t_w , e é também influenciada pela rigidez do banzo, tensão de cedência da alma, f_{yw} ,

largura de carregamento, s_s , e pelo modo de aplicação das cargas transversais. Normalmente distinguem-se três modos de aplicação destas cargas (Figura 39) [5 ; 11]:

- carga aplicada através de um banzo e equilibrada pelo esforço transversal na alma, a);
- carga aplicada através de um banzo e transmitida directamente ao outro banzo por meio da alma, b);
- carga aplicada através de um banzo adjacente a uma extremidade não reforçada, c).

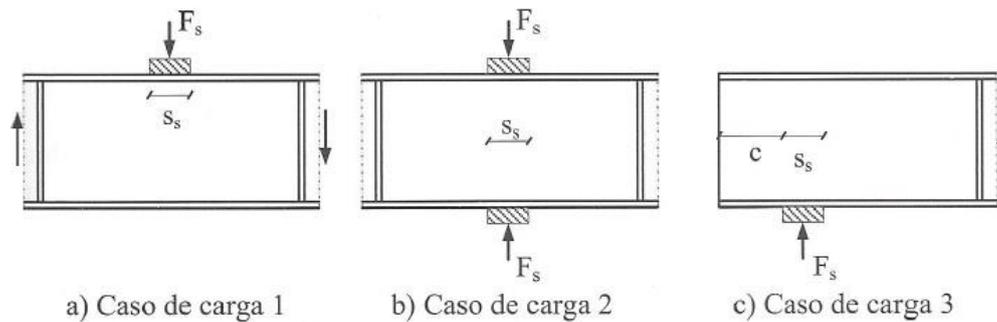


Figura 39 – Modo de aplicação de cargas transversais concentradas [5]

3.3.2.2 Formulação do Eurocódigo

Introdução

A resistência de vigas sujeitas a forças transversais constitui um problema complexo, pelo que as investigações neste campo resultam, maioritariamente, de soluções empíricas baseadas em resultados experimentais. A metodologia adoptada pelo EC3-1-5, apesar de manter o carácter empírico, permite tratar os três modos de aplicação de carga representados na Figura 39 consistentemente. Assim, consegue-se tratar o caso das almas com e sem reforços longitudinais com um formato harmonizado com os outros problemas de encurvadura, ou seja, calculando a força resistente como função de um coeficiente de encurvadura que depende da carga crítica elástica e da resistência plástica [11].

A resistência de almas sujeitas a forças transversais pode ser calculada através do ponto 6 do EC3-1-5, desde que o banzo comprimido esteja devidamente travado na direcção lateral (cláusula 6.1(1)) e que o modo de aplicação da carga seja um dos representados na Figura 39 (cláusula 6.1(2)). Faz-se ainda referência ao facto de em vigas em caixão com almas inclinadas deverem ser verificadas tanto a resistência da alma como a resistência do banzo (cláusula 6.1(3)).

Verificação de segurança

A verificação a ser efectuada em relação à resistência a forças transversais deverá ser baseada no calculo do parâmetro η_2 (cláusula 6.5(1)):

$$\eta_2 = \frac{F_{Ed}}{F_{Rd}} \leq 1,0 \quad (80)$$

onde:

F_{Ed} – valor de cálculo da força transversal;

F_{Rd} – valor de cálculo da resistência à encurvadura local sob a acção de forças transversais.

Valor de cálculo da resistência

O valor de cálculo da resistência à encurvadura local de almas, reforçadas ou não reforçadas, sujeitas a forças transversais é dado por (cláusula 6.2(1)):

$$F_{Rd} = \frac{f_{yw} L_{eff} t_w}{\gamma_{M1}} \quad (81)$$

em que:

f_{yw} – tensão de cedência da alma;

t_w – espessura da alma;

L_{eff} – comprimento efectivo para a resistência a forças transversais, que é dado por:

$$L_{eff} = \chi_F l_y \quad (82)$$

onde:

χ_F – coeficiente de redução devido à encurvadura local;

l_y – comprimento carregado efectivo, que depende do comprimento de apoio rígido s_s ,

Comprimento de apoio rígido, s_s

Em primeiro lugar é necessário definir o comprimento de apoio rígido, s_s , que deve ser considerado como o comprimento de distribuição efectivo da força aplicada, obtido admitindo uma dispersão de carga com uma inclinação de 1:1, como se mostra na Figura 40. No entanto, s_s não deverá ser superior à altura da alma, h_w (cláusula 6.3(1)).

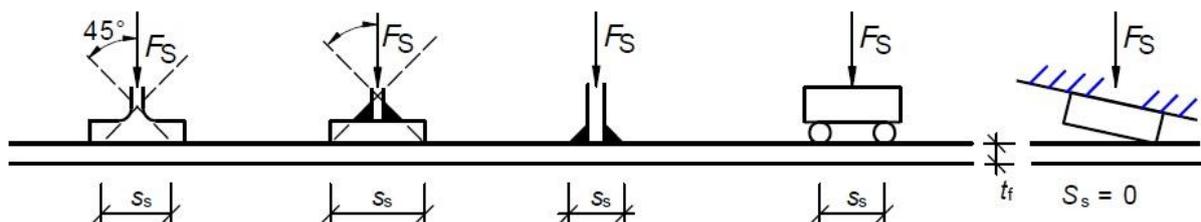


Figura 40 – Comprimento de apoio rígido [7]

Para várias forças concentradas pouco espaçadas, a resistência deverá ser verificada tanto para cada força, individualmente, como para o somatório de todas essas forças, considerando s_s como a distância entre os pontos de aplicação das cargas exteriores (cláusula 6.3(2)). Quando a carga aplicada é transmitida através de uma superfície inclinada em relação à superfície do banzo, s_s deve ser considerado igual a zero, ver Figura 40 (cláusula 6.3(3)).

Coeficiente de redução, χ_F

O coeficiente de redução é dado por (cláusula 6.4(1)):

$$\chi_F = \frac{0,5}{\bar{\lambda}_F} \leq 1,0 \quad (83)$$

em que:

$$\bar{\lambda}_F = \sqrt{\frac{l_y t_w f_{yw}}{F_{cr}}} \quad (84)$$

onde:

$$F_{cr} = 0,9 k_F E \frac{t_w^3}{h_w} \quad (85)$$

No caso de almas sem reforços longitudinais, k_F deve ser obtido através da Figura 41 (cláusula 6.4(2)).

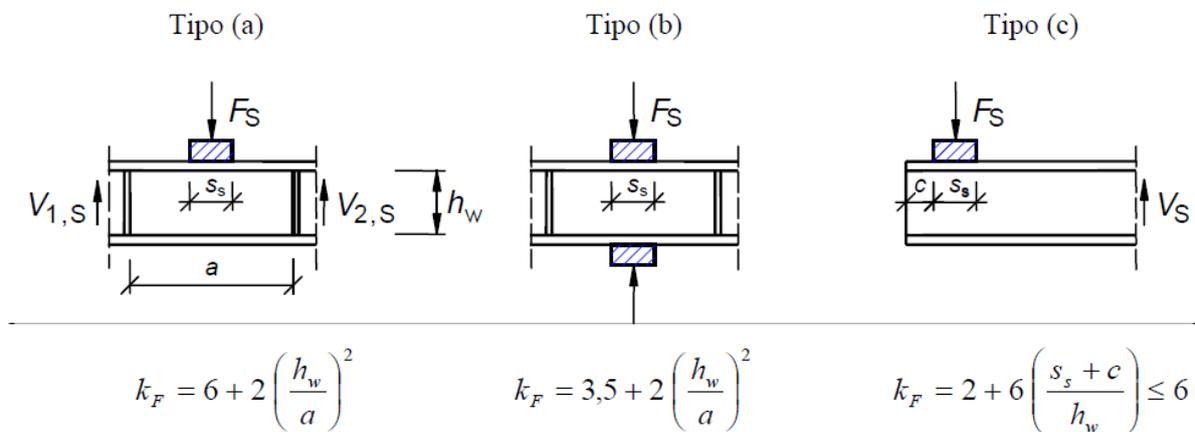


Figura 41 – Coeficientes de encurvadura da alma k_F para diferentes tipos de aplicação de carga [7]

Para almas com reforços longitudinais, k_F é dado por (cláusula 6.4(2)):

$$k_F = 6 + 2 \left[\frac{h_w}{a} \right]^2 + \left[5,44 \frac{b_1}{a} - 0,21 \right] \sqrt{\gamma_s} \quad (86)$$

em que:

b_1 – altura do painel secundário carregado, considerada como a distância livre entre o banço carregado e o reforço;

$$\gamma_s = 10,9 \frac{I_{sl,1}}{h_w t_w^3} \leq 13 \left[\frac{a}{h_w} \right]^3 + 210 \left[0,3 - \frac{b_1}{a} \right] \quad (87)$$

onde:

$I_{sl,1}$ – momento de inércia do reforço mais próximo do banço carregado, incluindo as zonas da alma envolvidas, como se mostra na Figura 36.

A equação (87) é apenas válida para o modo de aplicação das cargas do tipo a) e desde que:

$$0,05 \leq \frac{b_1}{a} \leq 0,3 \text{ e } \frac{b_1}{h_w} \leq 0,3 \quad (88)$$

Comprimento carregado efectivo, l_y

Primeiro é necessário calcular os coeficientes m_1 e m_2 , que são dados por (cláusula 6.5(1)):

$$m_1 = \frac{f_{yf} b_f}{f_{yw} t_w} \quad (89)$$

$$m_2 = 0,02 \left(\frac{h_w}{t_f} \right)^2 \quad \text{se } \bar{\lambda}_F > 0,5 \quad (90)$$

$$m_2 = 0 \quad \text{se } \bar{\lambda}_F \leq 0,5 \quad (91)$$

em que:

b_f – largura do banzo; no caso de vigas em caixão este valor deverá ser limitado a $15 \cdot \varepsilon \cdot t_w$ de cada lado da alma.

Por fim, nos modos de aplicação das cargas do tipo a) e b) da Figura 41, l_y é dado por (cláusula 6.5(2)):

$$l_y = s_s + 2t_f (1 + \sqrt{m_1 + m_2}) \leq a \quad (92)$$

Para o tipo c), l_y é dado pelo menor valor entre (cláusula 6.5(3)):

$$l_y = l_e + t_f \sqrt{\frac{m_1}{2} + \left(\frac{l_e}{t_f} \right)^2 + m_2} \quad (93)$$

$$l_y = l_e + t_f \sqrt{m_1 + m_2} \quad (94)$$

onde:

$$l_e = \frac{k_F E t_w^2}{2 f_{yw} h_w} \leq s_s + c \quad (95)$$

3.4 Distorção da Secção

3.4.1 Introdução

O Modelo de Carga 1 estabelecido no EC1-2, que cobre a maioria dos efeitos de tráfego rodoviário de camiões e veículos ligeiros, define dois tipos de cargas:

- Cargas uniformes distribuídas nas faixas de rodagem (UDL);
- Veículo tipo em cada faixa de rodagem, definido como cargas concentradas rolantes em dois eixos de duas rodas (TS).

Ambos os tipos de sobrecargas podem ser aplicados de forma excêntrica em relação ao eixo vertical do tabuleiro e assim provocar torção e, conseqüentemente, distorção da secção transversal.

Para ter em conta o efeito da distorção da secção transversal na análise longitudinal do tabuleiro, é necessário compreender como este se comporta quando sujeito a cargas excêntricas.

3.4.2 Comportamento de um Tabuleiro em Caixa Sujeito a Cargas Excêntricas

A exposição que se segue é baseada no trabalho de Pedro, J. [12].

Considere-se um tabuleiro em caixa de eixo recto, de parede fina e simétrico em relação ao eixo vertical da secção transversal sujeito a um carregamento vertical genérico $p(x)$ no nó de ligação entre o banzo superior e a alma, ver Figura 42a. Este carregamento pode ser decomposto nas parcelas simétrica e antissimétrica.

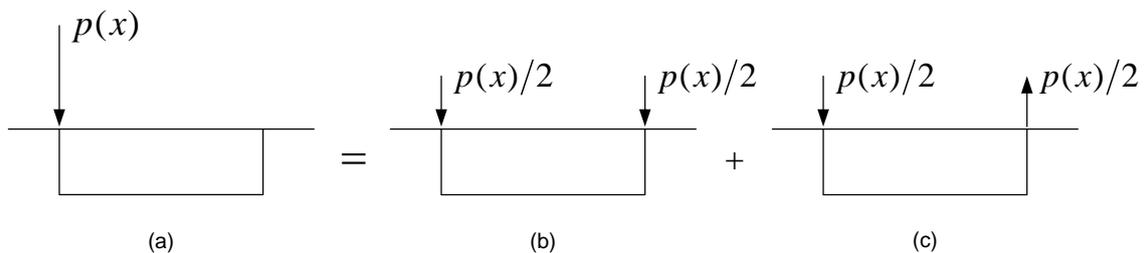


Figura 42 – Decomposição de um carregamento $p(x)$ na sua parcela simétrica e antissimétrica

A parcela simétrica (Figura 42b), provoca flexão longitudinal. A parcela antissimétrica (Figura 42c) pode ser decomposta em dois sub-sistemas:

- Sistema de forças que corresponde a um momento torsor aplicado, provocando rotação da secção transversal como um corpo rígido, Figura 43b;
- Sistema de forças auto-equilibradas que tende a distorcer a secção transversal, Figura 43c.

O primeiro sistema designa-se como sistema de torção pura e o segundo como sistema de distorção de torção.

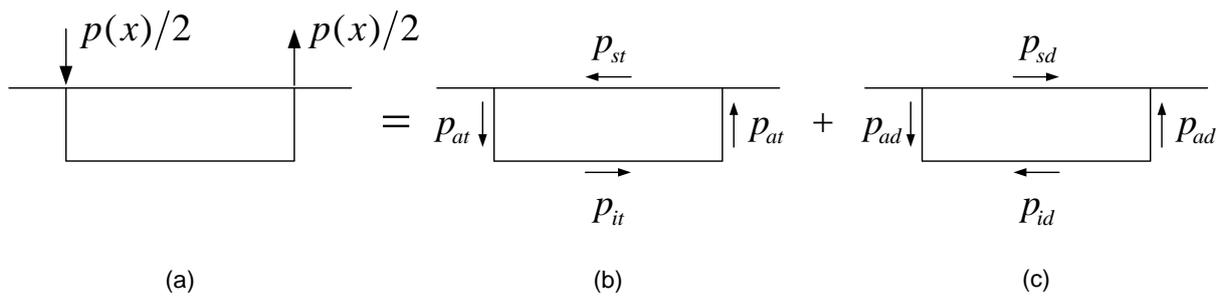


Figura 43 – Parcelas da torção pura e distorção de torção

Deste modo, quando um tabuleiro em caixão é sujeito a uma carga excêntrica a secção transversal movimentase de três formas:

- Deslocamento vertical resultante da flexão longitudinal provocada pela parcela simétrica, Figura 44a;
- Rotação como um corpo rígido resultante do sistema de torção pura, Figura 44b;
- Deformação da secção transversal resultante do sistema de distorção de torção, Figura 44c.

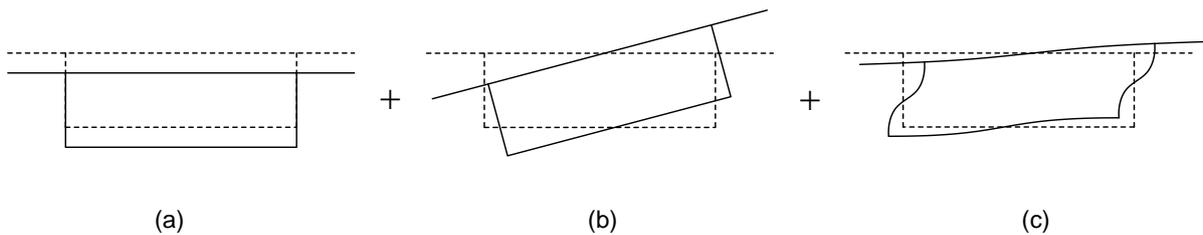


Figura 44 – Deslocamentos e deformação da seção transversal de um tabuleiro em caixão sujeito a cargas excêntricas

A flexão longitudinal provoca tensões normais e tangenciais na estrutura (Figura 45a e Figura 44b, respectivamente) e a torção pura provoca tensões tangenciais, correspondentes ao fluxo de corte constante ao longo das paredes do caixão (Figura 46), e tensões de longitudinais de empenamento da secção. No caso das secções fechadas, esta parcela de torção não uniforme é muito reduzida, razão pela qual as tensões de empenamento são desprezadas.

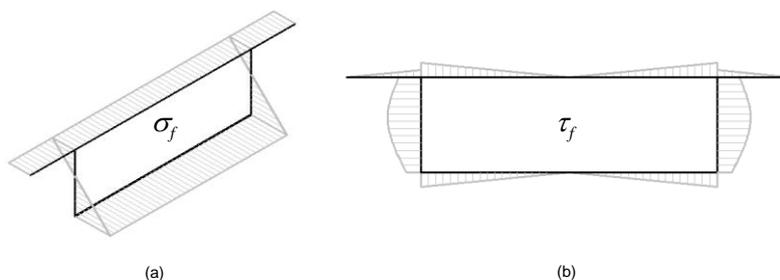


Figura 45 – Tensões normais e tangenciais provocadas pela flexão longitudinal

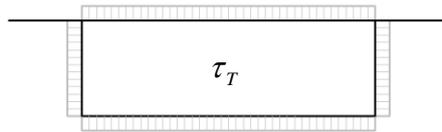


Figura 46 – Tensões tangenciais provocadas pela torção pura

A distorção de torção é um fenómeno mais complexo já que um tabuleiro em caixão, quando sujeito a este carregamento (Figura 43c) tende a deslocar-se na direcção longitudinal, por flexão individual de cada uma das placas da secção e, ao mesmo tempo, na direcção transversal por deformação da secção (Figura 47).

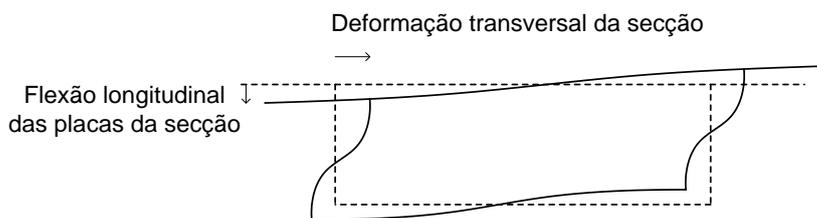


Figura 47 – Deslocamentos da secção transversal devido à distorção de torção

Para além do deslocamento da secção no próprio plano, deste comportamento resulta uma distribuição antissimétrica de tensões normais longitudinais (Figura 48).

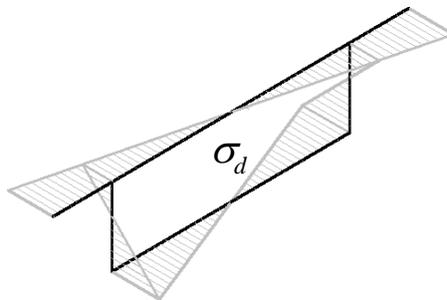


Figura 48 – Tensões normais provocadas pela distorção de torção

A exposição anterior foi feita considerando uma carga excêntrica aplicada no nó de ligação entre o banzo superior e a alma. No entanto, esta é uma situação particular.

Se considerarmos uma carga $p(x)$ a uma distância e do nó de ligação entre o banzo e a alma, esta pode também ser decomposta nas parcelas simétrica e antissimétrica (Figura 49) e resulta igualmente em carregamentos de flexão longitudinal, torção pura e distorção de torção.

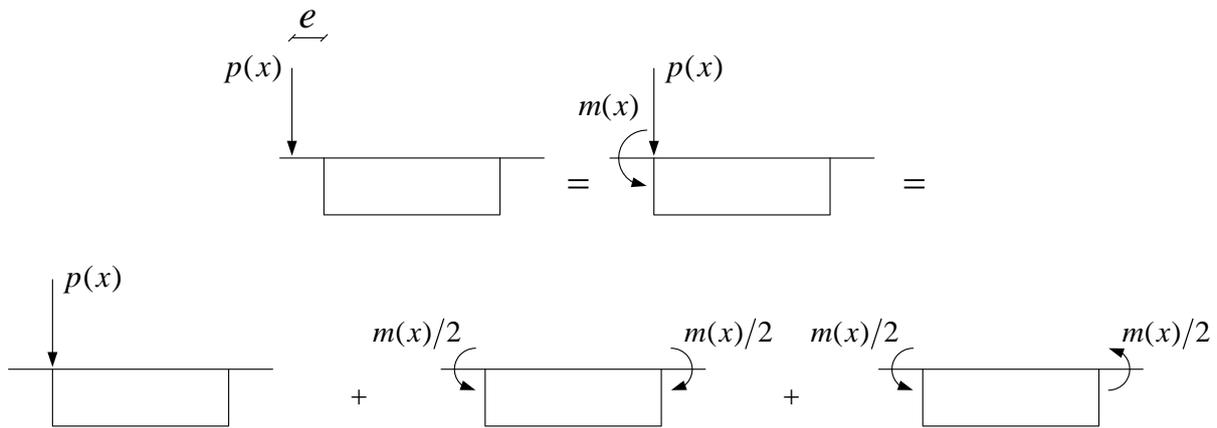


Figura 49 – Parcelas simétrica e antissimétrica de um carregamento $p(x)$ excêntrico em relação ao nó de ligação entre a alma e o banzo superior

3.4.3 Influência da distorção no dimensionamento longitudinal

Importância no dimensionamento longitudinal

A consideração da distorção do tabuleiro no dimensionamento longitudinal tem importância principalmente nos Estados Limites de Serviço, pois regista-se um acréscimo de tensões longitudinais devido à distorção σ_d que pode, nalguns casos de caixões muito esbeltos e não contraventados, ser significativo (Figura 50).

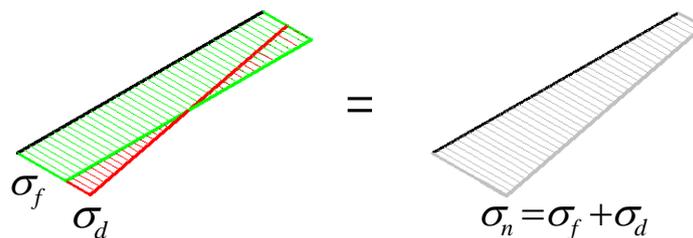


Figura 50 – Tensões normais longitudinais em serviço no banzo inferior de um tabuleiro em caixão

Contudo, nos Estados Limites Últimos, dado que as tensões longitudinais de distorção não correspondem ao equilíbrio de uma força aplicada na direcção longitudinal e que se regista uma redistribuição das tensões longitudinais ao atingir progressivamente a tensão de cedência, estas não são normalmente consideradas na avaliação da resistência da secção mista.

Dimensionamento longitudinal em serviço

Em serviço, para o cálculo da tensão de comparação de von Mises de um tabuleiro sujeito a um carregamento excêntrico, é necessário ter em conta as tensões normais devido à flexão σ_f e à distorção σ_d e as tensões tangenciais devido à torção τ_T e ao esforço transversal τ_V :

$$\sigma_{comp.} = \sqrt{(\sigma_f + \sigma_d)^2 + 3(\tau_T + \tau_V)^2} \leq f_y \quad (96)$$

As sobrecargas rodoviárias preconizadas no EC1-2 já referidas, podem ser posicionadas de forma a provocar a flexão máxima ou de forma a produzir a torção máxima (Figura 51). No primeiro caso, obtêm-se tensões normais de flexão e tensões tangenciais devido ao esforço transverso máximas. No segundo caso, obtêm-se tensões normais de distorção e tensões tangenciais devido à torção máximas.

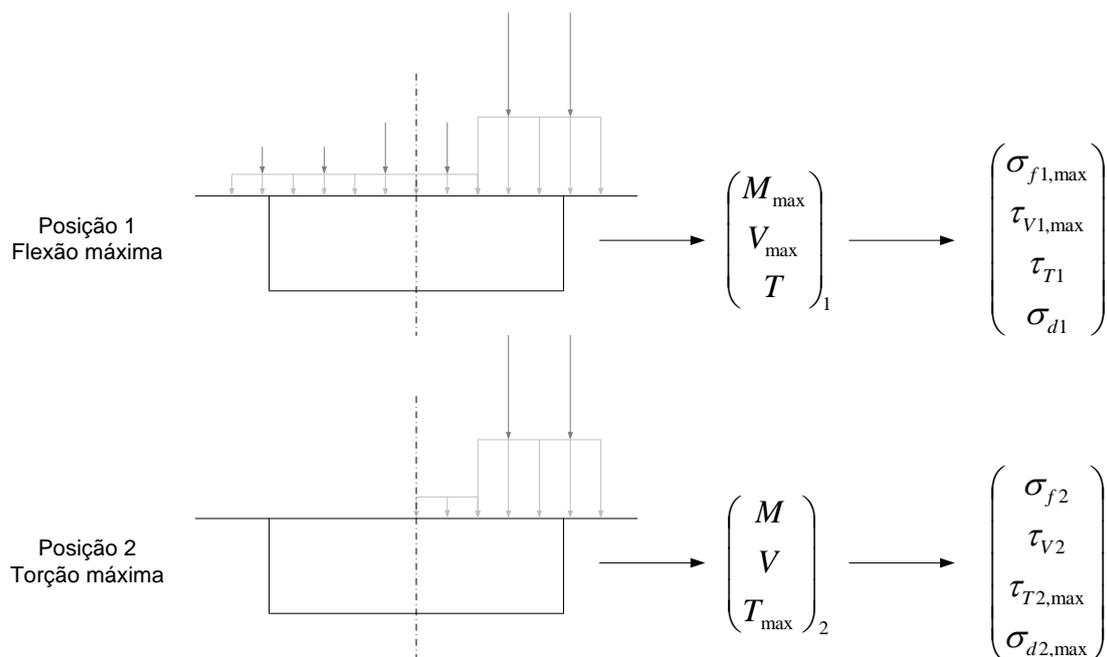


Figura 51 – Tensões resultantes dos carregamentos que provocam a flexão e torção máximas

Em vez de se calcular a tensão de comparação em vários pontos da secção para as duas posições, pode calcular-se uma tensão de comparação do lado da segurança tendo em conta as tensões máximas que se registam para as posições 1 e 2:

$$\sigma_{comp.} = \sqrt{(\sigma_{f0} + \sigma_{f1} + \sigma_{d2})^2 + 3(\tau_{V0} + \tau_{V1} + \tau_{T2})^2} \leq f_y \quad (97)$$

É de notar que as tensões normais e tangenciais relativas a todas as outras acções (σ_{f0} e τ_{V0}) e que não provocam torção (ou que esta é desprezável) devem, naturalmente, fazer parte do cálculo da tensão de comparação.

As tensões normais de flexão σ_f , as tensões tangenciais devido ao esforço transverso τ_V e devido à torção τ_T são avaliadas através do momento flector, do esforço transverso e do momento torsor, respectivamente.

As tensões normais de distorção σ_d podem ser avaliadas através de um método proposto em [12] que permite avaliar os efeitos da distorção em tabuleiros em caixão.

Avaliação da distorção através do método proposto por Pedro, J. [12]

Este método consiste em avaliar, de forma aproximada, as tensões de distorção em função das tensões de flexão. Isto é conseguido, determinando, através de ábacos, a razão R :

$$R = \frac{\sigma_d}{\sigma_f} = R_1 \cdot R_2 \cdot R_m (\%) \quad (98)$$

onde,

R_1 e R_2 – coeficientes que dependem de vários parâmetros geométricos do tabuleiro;

R_m – coeficiente que tem em conta a excentricidade do carregamento em relação à alma.

Desta forma, o dimensionamento longitudinal do tabuleiro incluindo o efeito da distorção é feito a partir dos resultados da flexão longitudinal. As tensões de distorção correspondentes à torção máxima que entram na equação (97) são então dadas por:

$$\sigma_{d2} = R \cdot \sigma_{f2} \quad (99)$$

Aplicação do método a tabuleiros mistos

Este método foi concebido para caixões unicelulares constituídos por um único material. Para caixões mistos é necessário começar por homogeneizar a secção num único material. Como os ábacos desenvolvidos foram calibrados para secções de betão, deve homogeneizar-se a secção em betão. Assim, as espessuras de aço equivalentes em betão são dadas por:

$$t_{betão}^* = \frac{E_{aço}}{E_{betão}} \cdot t_{aço} \quad (100)$$

Exemplo de aplicação dos ábacos

Considere-se o tabuleiro em caixão homogeneizado em betão, com um vão de $l = 60 m$, representado na Figura 52.

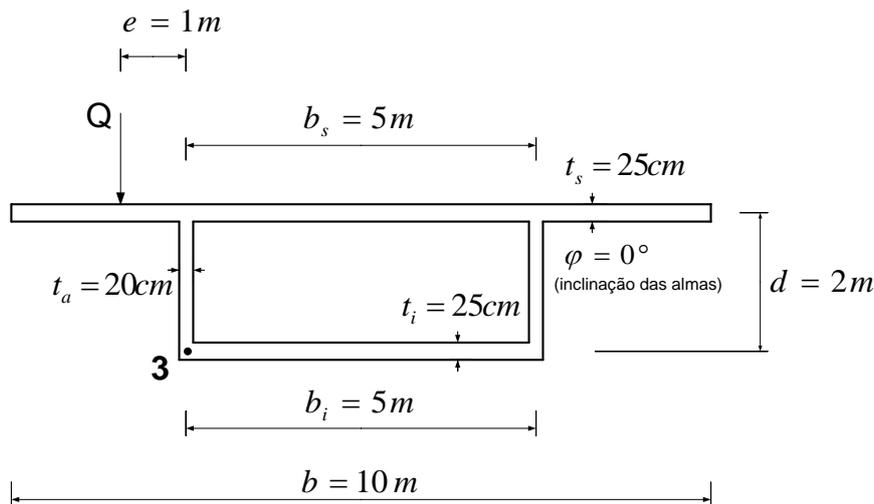


Figura 52 – Propriedades geométricas do tabuleiro homogeneizado em betão para cálculo da razão R

Este tabuleiro tem as seguintes relações geométricas:

$$\frac{t_s}{b_s} = \frac{1}{20}; \frac{t_i}{b_i} = \frac{1}{20}; \frac{t_a}{d} = \frac{1}{10}; \frac{b_s}{b} = \frac{1}{2} \quad (101)$$

Com esta geometria, no caso de um tabuleiro biencastado carregado pontualmente a meio vão, os ábacos da Figura 53 e da Figura 54 permitem obter (a vermelho) os coeficientes R_1 , R_2 e R_m e, conseqüentemente, a razão R , no ponto 3 da secção de meio vão:

$$\varphi = 0^\circ; \frac{b}{d} = 5 \rightarrow R_1 \approx 4,4 \quad (102)$$

$$\varphi = 0^\circ; \frac{b}{d} = 5; \frac{l}{d} = 30 \rightarrow R_2 \approx 13,3 \quad (103)$$

$$\varphi = 0^\circ; \frac{b}{d} = 5; \frac{e}{b} = -0,10 \rightarrow R_m \approx 1,05 \quad (104)$$

$$R = 4,4 \times 13,3 \times 1,05 = 61,4\% \text{ logo } \sigma_d = 0,614 \sigma_f \quad (105)$$

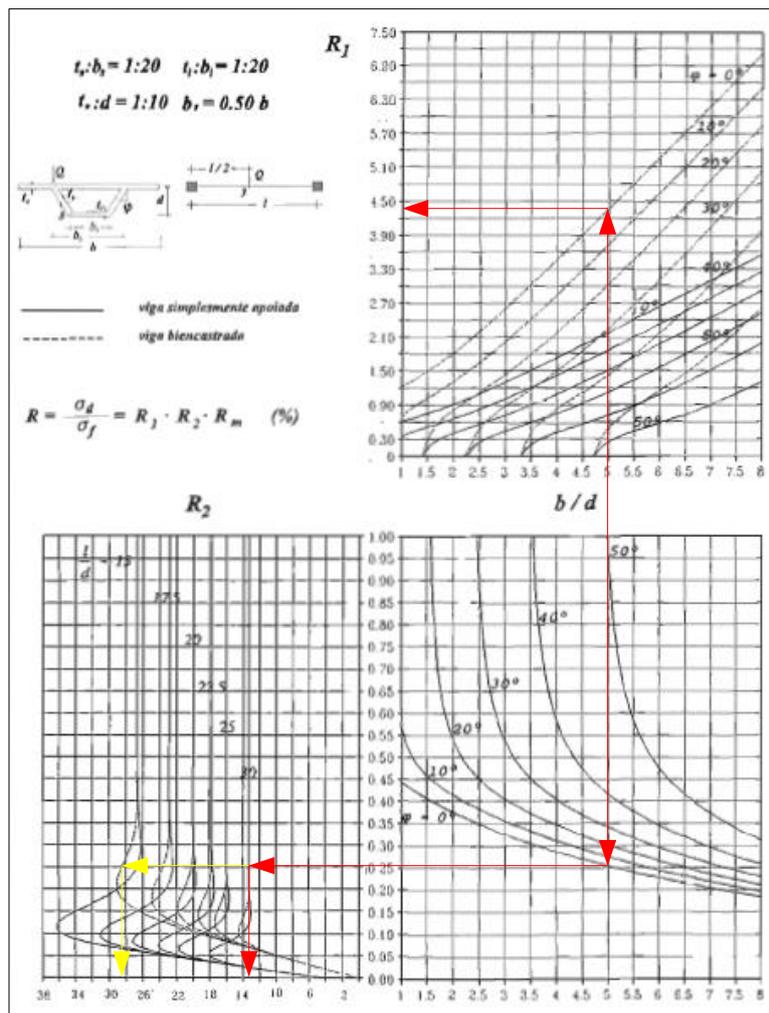


Figura 53 - Ábacos para determinação dos coeficientes R_1 e R_2 , no ponto 3 da secção de meio vão, de uma viga pontualmente carregada a meio vão

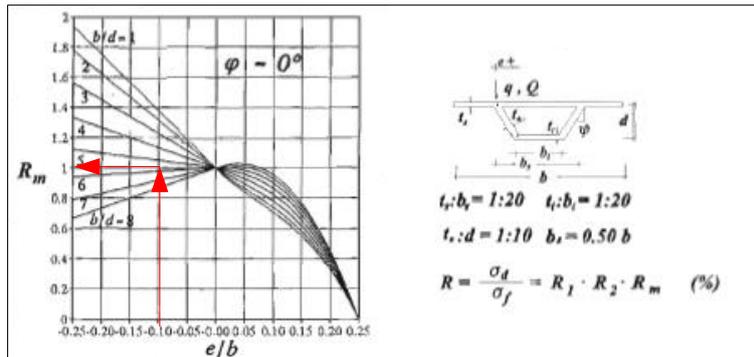


Figura 54 – Ábaco para determinação do factor R_m

Influência dos diafragmas de vão

Nos ábacos, na determinação do coeficiente R_2 , entra em conta o comprimento do vão l por se assumir que só existem diafragmas a impedir a distorção nos apoios. No caso de tabuleiros com uma secção transversal muito deformável, como acontece com tabuleiros mistos, pode ser vantajoso colocar diafragmas de vão para se reduzir a deformação devido à distorção. Isto é tido em conta no método descrito através da substituição do comprimento do vão l pela distância entre diafragmas a , tanto para a estimativa do efeito da distorção como das tensões de flexão.

Assumindo nove diafragmas ao longo do vão tem-se $a = \frac{l}{10} = 6 \text{ m}$.

Assim, o coeficiente R_2 (a amarelo na Figura 53) e a razão R :

$$\varphi = 0^\circ; \frac{b}{d} = 5; \frac{a}{d} = 3 \text{ (aproximado à curva } \frac{a}{d} = 15 \text{ no ábaco)} \rightarrow R_2 \approx 28,5 \quad (106)$$

$$R' = 4,4 \times 28,5 \times 1,05 = 131,7\% \quad (107)$$

É necessário ajustar as tensões de flexão (apenas para o cálculo das tensões de distorção) tendo em conta os diafragmas colocados ao longo do vão. A relação entre os momentos flectores e, consequentemente, as tensões é dada pelas expressões (108) e (109) para carregamentos distribuídos e concentrados, respectivamente.

$$\sigma'_f = \left(\frac{a}{l}\right)^2 \sigma_f \quad (108)$$

$$\sigma'_f = \frac{a}{l} \sigma_f \quad (109)$$

No exemplo em estudo, comparando as tensões de distorção obtidas com a situação inicial obtém-se:

$$\sigma'_d = 1,317 \sigma'_f = 1,317 \left(\frac{a}{l}\right) \sigma_f = 1,317 \left(\frac{1}{10}\right) \sigma_f = 0,132 \sigma_f \quad (110)$$

O que corresponde a uma redução de cerca de 87% nas tensões de distorção na secção de meio vão. O estudo sobre a influência da distorção em tabuleiros em caixão e sobre o método adoptado pode ser aprofundado em [12].

4. Análise Estrutural

4.1 Análise na Direcção Transversal

4.1.1 Acções

Peso Próprio

A distribuição de forças devido à acção do peso próprio da laje de betão armado é obtida multiplicando o seu peso volúmico (25 kN/m^3) pela sua espessura (Figura 55).

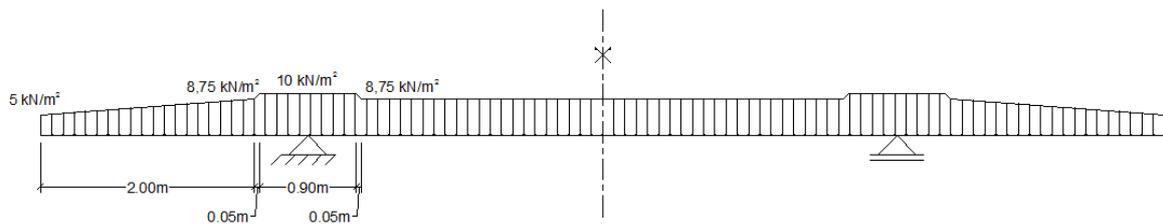


Figura 55 – Peso próprio da laje

Restantes Cargas Permanentes

As restantes cargas permanentes consistem no peso próprio dos elementos não estruturais que estão presentes durante a vida da estrutura. Alguns elementos são contabilizados como cargas distribuídas em comprimento e outras como cargas distribuídas em área (Tabela 5).

	n	$\gamma_{bet\tilde{a}o} \text{ (kN/m}^3\text{)}$	$A \text{ (m}^2\text{)}$	$h \text{ (m)}$	F
Viga de bordadura	1	25,0	0,0998	-	2,50 kN/m
Guarda-corpos	1	-	-	-	0,75 kN/m
Passeio sobre-elevado	1	18,0	-	0,25	4,5 kN/m ²
Betão Betuminoso	1	24,0	-	0,05	1,2 kN/m ²
Lancil	2	25,0	0,125	-	1,56 kN/m
Guarda de segurança	2	-	-	-	0,5 kN/m

Tabela 5 – Valor das restantes cargas permanentes

A distribuição destas cargas encontra-se na Figura 56.

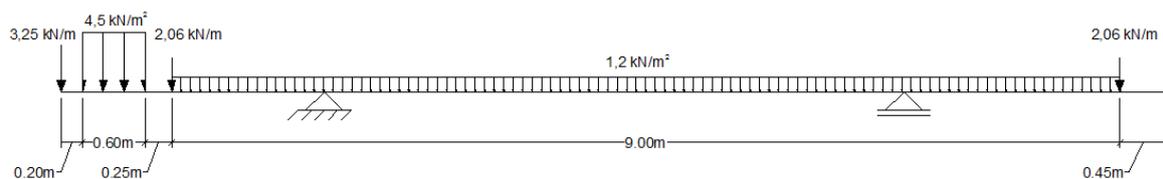


Figura 56 – Restantes cargas permanentes

Sobrecarga de Passeio

De acordo com o Quadro 4.4a do EC1-2, para o sistema de carregamento correspondente ao grupo de cargas *gr1a* o valor recomendado para a sobrecarga no passeio é:

$$SC_{passeio} = 3 \text{ kN/m}^2 \quad (111)$$

A sua distribuição encontra-se na Figura 57.



Figura 57 – Sobrecarga de passeio

Sobrecarga Rodoviária

O modelo de carga escolhido de entre os quatro disponíveis para pontes rodoviárias foi o Modelo de Carga 1 também designado por LM1 e que, de acordo com a cláusula 4.3.1 (2) do EC1-2, cobre a maioria dos efeitos do tráfego de camiões e automóveis. De acordo com o ponto 4.1 do mesmo EC, a utilização deste modelo, para pontes rodoviárias com comprimentos carregados superiores a 200 m, está do lado da segurança.

No veículo LM1 existem dois tipos de sobrecargas: o sistema em *tandem* (TS) que é um conjunto de cargas concentradas em eixo duplo em que cada eixo tem a carga de $\alpha_{Qi}Q_{ik}$, simulando os veículos tipo; e o sistema de cargas uniformemente distribuídas (UDL) com uma força por metro quadrado de $\alpha_{qi}q_{ik}$ ou $\alpha_{qr}q_{rk}$.

Os valores de α_{Qi} , α_{qi} e α_{qr} foram considerados unitários, de acordo com a cláusula 4.3.2(3) do EC1-2. As cargas Q_{ik} , q_{ik} e q_{rk} são definidas na Tabela 6 e a sua disposição na Figura 58.

Localização	Sistema em tandem TS	Sistema UDL
	Cargas por eixo Q_{ik} (kN)	q_{ik} (ou q_{rk}) (kN/m ²)
Via número 1	300	9
Via número 2	200	2,5
Via número 3	100	2,5
Outras vias	0	2,5
Área remanescente (q_{ik})	0	2,5

Tabela 6 – Modelo de Carga 1: valores característicos [13]

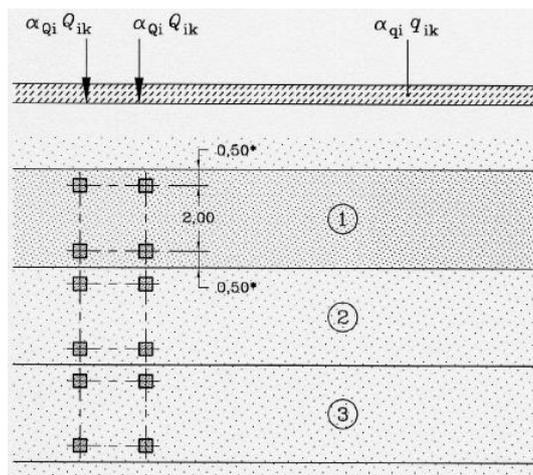


Figura 58 – Aplicação do Modelo de Carga 1 [13]

A largura da plataforma de rodagem é de:

$$w = 9m \quad (112)$$

e, de acordo com a Figura 59, o número de vias dedicadas é:

$$n_1 = 3 \quad (113)$$

Largura da plataforma de rodagem w	Número de vias dedicadas	Largura de uma via dedicada w_l	Largura da área remanescente
$w < 5,4 \text{ m}$	$n_1 = 1$	3 m	$w - 3 \text{ m}$
$5,4 \text{ m} \leq w < 6 \text{ m}$	$n_1 = 2$	$\frac{w}{2}$	0
$6 \text{ m} \leq w$	$n_1 = \text{Int}\left(\frac{w}{3}\right)$	3 m	$w - 3 \times n_1$

NOTA: Por exemplo, para uma plataforma de rodagem de largura igual a 11m, $n_1 = \text{Int}\left(\frac{w}{3}\right) = 3$, e a largura da área remanescente é $11 - 3 \times 3 = 2\text{m}$.

Figura 59 – Número e largura de vias dedicadas [13]

Para verificações locais a cláusula 4.3.2(5) preconiza que o sistema em *tandem* deve ser aplicado na posição mais desfavorável e que quando dois sistemas *tandem* são considerados em vias adjacentes estes podem colocar-se juntos desde que a distância entre os eixos das rodas não seja inferior a 0,50m. Um esquema deste posicionamento é apresentado na Figura 60.

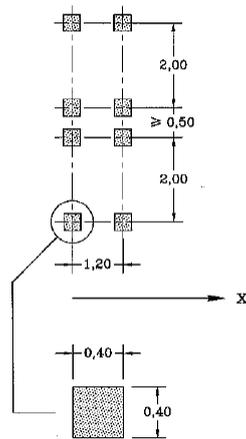


Figura 60 – Aplicação de sistemas em tandem para verificações locais [13]

Assim sendo, existem três distribuições de sobrecarga rodoviária que são necessárias verificar, referentes à posição mais desfavorável para a consola com serviços (Figura 61), para a consola com separador central (Figura 62) e para o vão entre almas (Figura 63).

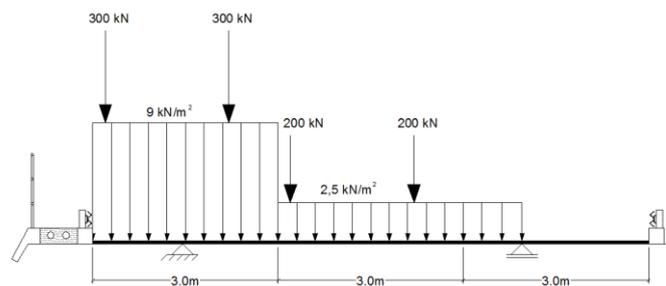


Figura 61 – Distribuição da sobrecarga rodoviária condicionante para a consola com serviços

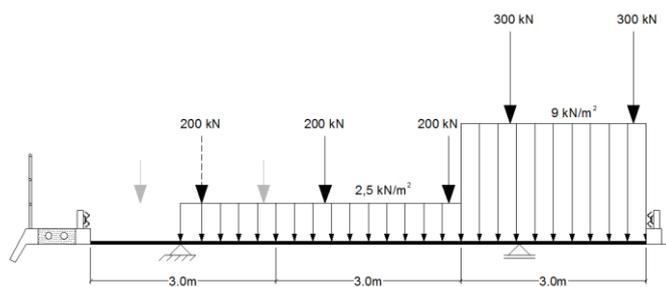


Figura 62 – Distribuição da sobrecarga rodoviária condicionante para a consola com separador central

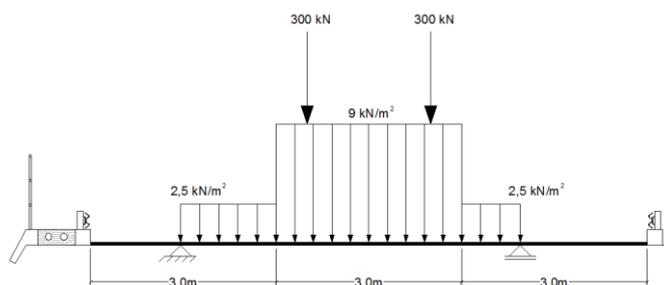


Figura 63 – Distribuição da sobrecarga rodoviária condicionante para vão entre almas

4.1.2 Modelo de Cálculo

Para cada uma das três distribuições de carga a verificar foi criado, com recurso ao programa SAP2000®, um modelo de elementos finitos de placa de um vão tipo de 63 m simplesmente apoiado nos alinhamentos das almas e a sua discretização foi feita com elementos rectangulares com largura máxima de 6,3 m longitudinalmente e 1,5 m transversalmente, tendo em conta a posição de cargas, a espessura variável da laje e uma boa aproximação dos esforços sem tornar o modelo pesado (Figura 64).

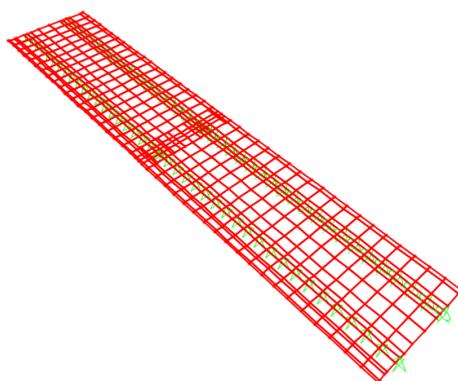


Figura 64 – Modelação de um vão tipo de 63 m

Na zona de meio vão, a malha é mais densa para conseguir acomodar as cargas concentradas relativas ao veículo tipo da sobrecarga rodoviária e para ter uma melhor aproximação da distribuição de esforços devido a essas cargas.

Para simular o peso próprio da laje no modelo, a laje foi dividida em troços de espessura constante igual à espessura média do próprio troço (Figura 65) e foi considerado um peso volúmico de 25 kN/m^3 .

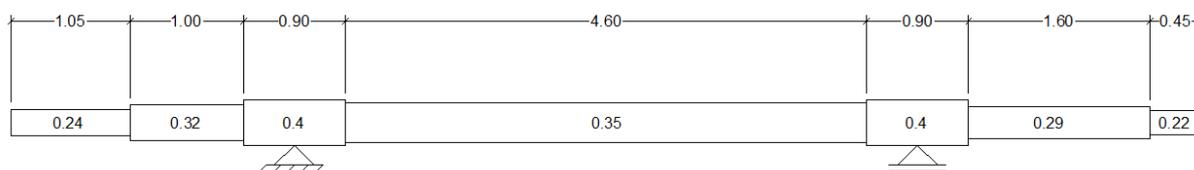


Figura 65 – Modelação da espessura variável da laje (m)

As restantes cargas permanentes, sobrecarga de passeio e sobrecarga uniforme foram aplicadas como cargas distribuídas em superfície, enquanto que a sobrecarga relativa ao veículo tipo foi aplicada através de forças concentradas, simulando cada ponto de contacto do veículo tipo com o tabuleiro.

4.1.3 Esforços

Os valores obtidos do modelo foram os esforços que se desenvolvem na secção de meio vão (longitudinal) por serem os mais condicionantes para a verificação da segurança.

Os diagramas de esforço transversal e de momento flector para cada acção apresentam-se na Tabela 7.

		V (kN/m)	M (kNm/m)
<i>PP</i>			
<i>RCP</i>			
<i>SC_{passeio}</i>			
<i>UDL</i>	Condicionante para a consola com serviços		
	Condicionante para a consola com separador central		
	Condicionante para o vão entre almas		
<i>TS</i>	Condicionante para a consola com serviços		
	Condicionante para a consola com separador central		
	Condicionante para o vão entre almas		

Tabela 7 – Diagramas de esforço transversal e momento flector na direcção transversal

4.2 Análise na Direcção Longitudinal

4.2.1 Método de Análise

Para a análise na direcção longitudinal procedeu-se a uma análise elástica linear fendilhada da viga contínua que constitui o tabuleiro misto aço-betão. Para esta análise é necessário conhecer a relação entre a rigidez de flexão dos diversos vãos que constituem a viga [14].

Para determinar a rigidez de flexão dos diversos vãos teve-se em conta:

- O efeito da encurvadura de placa;
- O efeito de *shear lag*;
- O efeito da fluência do betão;
- O efeito da fendilhação do betão;
- A sequência de construção.

4.2.1.1 Efeito de Encurvadura de Placa

Nesta fase apenas é necessário ter em conta a área efectiva^p dos painéis secundários devido à encurvadura local de placa. As dimensões desses painéis apresentam-se na Figura 66.

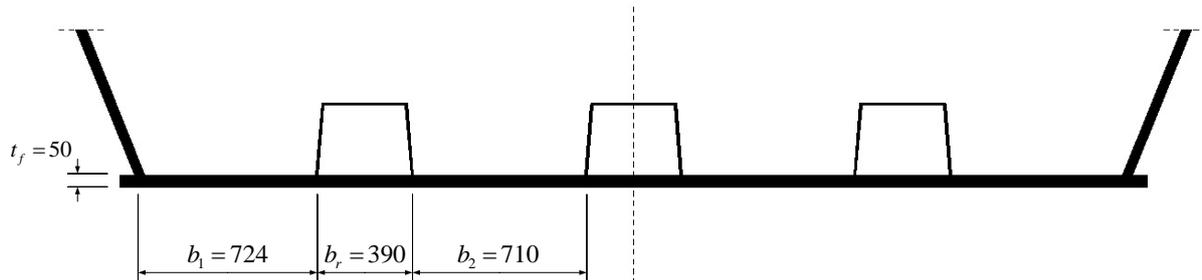


Figura 66 – Dimensões dos painéis secundários (mm)

O painel secundário entre a alma e o 1º reforço, sujeito a compressão uniforme, tem um coeficiente de encurvadura, de acordo com a Tabela 2, $k_{\sigma,1} = 4,0$.

Assim, a sua esbelteza normalizada toma o valor:

$$\bar{\lambda}_{p,1} = \frac{\bar{b}_1/t_1}{28,4\varepsilon\sqrt{k_{\sigma,1}}} = \frac{724/50}{28,4 \times 0,814 \times \sqrt{4,0}} = 0,313 \leq 0,673 \quad (114)$$

logo:

$$\rho = 1,0 \quad (115)$$

O que corresponde a considerar que este sub-painel é totalmente efectivo.

Analogamente, foram calculadas as reduções dos restantes painéis secundários da placa comprimida (Tabela 8).

Painel	1	r	2
\bar{b} (mm)	724	390	710
t (mm)	50		
k_σ	4,0		
$\bar{\lambda}_p$	0,313	0,169	0,307
ρ	1,0	1,0	1,0

Tabela 8 – Coeficientes de redução para os painéis secundários da placa comprimida devido à encurvadura local de placa para a análise global

Conclui-se portanto que, para a análise global, não existem reduções de área devido ao efeito da encurvadura de placa.

4.2.1.2 Efeito de Shear Lag - Largura Efectiva dos Banzos

Largura Efectiva da Laje de Betão

Para a laje de betão, os valores de b_i encontram-se na Figura 67.

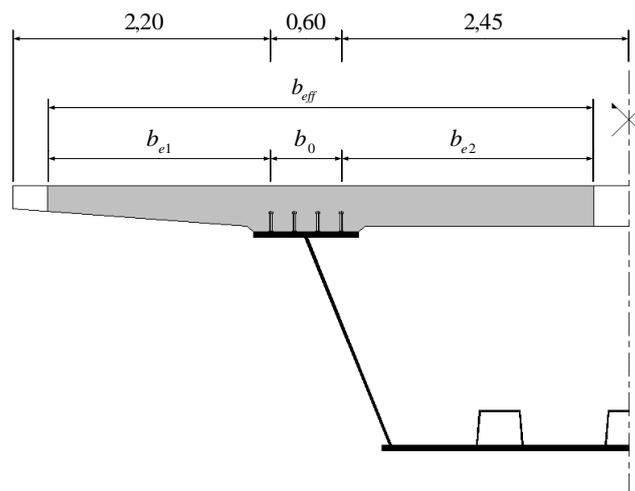


Figura 67 – Larguras para cálculo da largura efectiva da laje de betão (m)

Para um vão interior de 63 m tem-se:

$$L_e = 0,7 \times 63 = 44,1 \text{ m} \quad (116)$$

$$b_{e1} = \min\left(\frac{L_e}{8}; b_1\right) = \min(5,51; 2,20) = 2,20 \text{ m} \quad (117)$$

$$b_{e2} = \min\left(\frac{L_e}{8}; b_2\right) = \min(5,51; 2,45) = 2,45 \text{ m} \quad (118)$$

E por fim a largura efectiva da laje de betão:

$$b_{eff,1} = 0,60 + 2,20 + 2,45 = 5,25 \text{ m} \quad (119)$$

Os cálculos da largura efectiva para a secção de um vão exterior são análogos aos cálculos para a secção de um vão interior e apresentam-se na Tabela 9.

	Vão exterior (39 m)	Vão interior (63 m)
L_e (m)	33,15	44,1
$\frac{L_e}{8}$ (m)	4,14	5,51
b_0 (m)	0,60	0,60
b_1 (m)	2,20	2,20
b_{e1} (m)	2,20	2,20
b_2 (m)	2,45	2,45
b_{e2} (m)	2,45	2,45
b_{eff} (m)	5,25	5,25

Tabela 9 – Larguras efectivas da laje de betão

A laje é, portanto, totalmente efectiva ao longo de todo o tabuleiro, o que normalmente ocorre quando tem larguras até 10 a 11 m e vãos acima dos 25 m e dois apoios.

Largura Efectiva dos Banzos de Aço

Para os banzos de aço, os valores de b_i encontram-se na Figura 68.

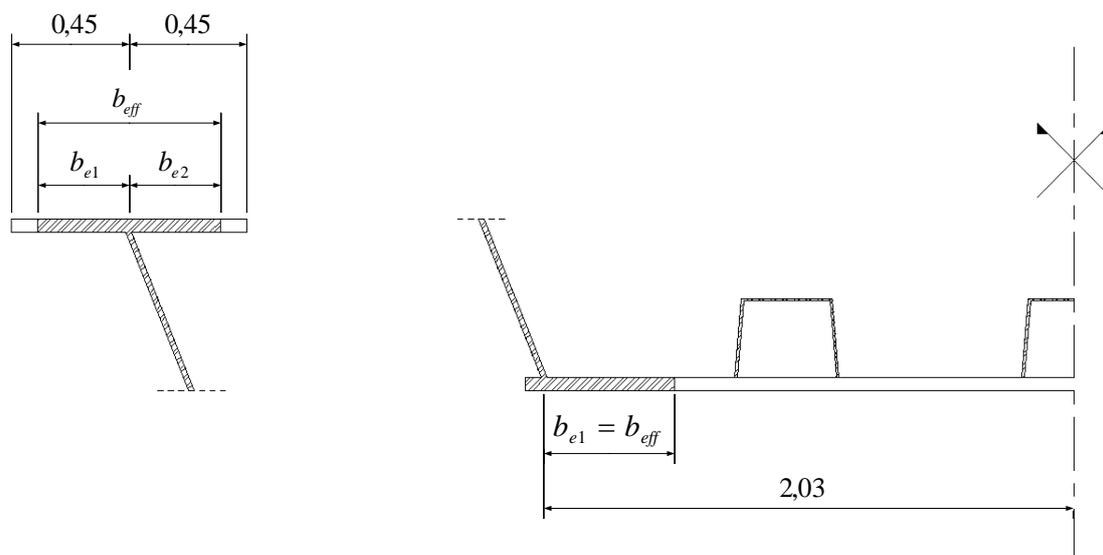


Figura 68 – Larguras para cálculo da largura efectiva dos banzos de aço (m)

Para o banzo superior de um vão interior de 63 m tem-se:

$$L_e = 0,7 \times 63 = 44,1 \text{ m} \quad (120)$$

$$b_{e1} = \min\left(\frac{L_e}{8}; b_1\right) = \min(5,51; 0,45) = 0,45 \text{ m} \quad (121)$$

$$b_{e2} = \min\left(\frac{L_e}{8}; b_2\right) = \min(5,51; 0,45) = 0,45 \text{ m} \quad (122)$$

A largura efectiva desse banzo é então:

$$b_{eff,bs} = 0,45 + 0,45 = 0,9 \text{ m} \quad (123)$$

Para o banzo inferior:

$$b_{e1} = \min\left(\frac{L_e}{8}; b_1\right) = \min(5,51; 2,03) = 2,03 \text{ m} \quad (124)$$

Os cálculos da largura efectiva para a secção de um vão exterior são análogos aos cálculos para a secção de um vão interior e apresentam-se na Tabela 10.

	Banzo Superior		Banzo Inferior	
	Vão exterior (39 m)	Vão interior (63 m)	Vão exterior (39 m)	Vão interior (63 m)
L_e (m)	33,15	44,1	33,15	44,1
$\frac{L_e}{8}$ (m)	4,14	5,51	4,14	5,51
b_1 (m)	0,45	0,45	2,03	2,03
b_{e1} (m)	0,45	0,45	2,03	2,03
b_2 (m)	0,45	0,45	-	-
b_{e2} (m)	0,45	0,45	-	-
b_{eff} (m)	0,90	0,90	2,03	2,03

Tabela 10 – Larguras efectivas dos banzos de aço

Os banzos de aço são totalmente efectivos ao longo de todo o tabuleiro.

Conclui-se então que, para o cálculo dos esforços, não é necessário ter em conta qualquer redução de área devido ao efeito de *shear lag*, o que é também corrente.

4.2.1.3 Efeito da Fluência do Betão – Homogeneização da Secção Mista em Aço

Para a homogeneização da laje a cláusula 5.4.2.2(2) do EC4-2 preconiza que deve ser tido em conta o efeito da fluência aplicando um coeficiente n_L à laje de betão. Este coeficiente depende da natureza da acção e é dado por:

$$n_L = n_0(1 + \psi_L \varphi_t) \quad (125)$$

em que:

n_0 – coeficiente dado pela divisão entre os módulos de flexão elástica do aço e do betão para carregamentos a curto prazo:

$$\frac{E_a}{E_{cm}} \quad (126)$$

φ_t – coeficiente de fluência $\varphi(t, t_0)$ que depende da idade do betão à data considerada t e à data de carregamento t_0 ;

ψ_L – coeficiente que depende da natureza da acção. Para acções permanentes tem o valor de 1,1, para os efeitos primários e secundários da retracção toma o valor de 0,55 e para as acções rápidas (ex:

sobrecargas, temperatura diferencial) toma o valor de 0. No caso de deformações impostas, nomeadamente assentamentos de apoio e aplicações de cabos de pré-esforço o coeficiente teria o valor de 1,5.

Coeficiente de Fluência

O coeficiente de fluência é calculado para tempo infinito e com data de início de carregamento $t_0 = 1$ dia através das equações (B.2) a (B.6) fornecidas pelo Anexo B.1 do EC2-1-1:

$$\varphi_{RH} = \left[1 + \frac{1 - \frac{70}{100}}{0,1 \times \sqrt[3]{\frac{2 \times 3,47}{9,1941} \times 10^3}} \times \left(\frac{35}{43}\right)^{0,7} \right] \times \left(\frac{35}{43}\right)^{0,2} = 1,23 \quad (127)$$

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{43}} = 2,56 \quad (128)$$

$$\beta(t_0) = \frac{1}{(0,1 + 1^{0,20})} = 0,91 \quad (129)$$

$$\varphi(\infty, 1) = 1,23 \times 2,56 \times 0,91 = 2,87 \quad (130)$$

Assim, o coeficiente de homogeneização n_L toma os seguintes valores para acções permanentes, retracção e acções rápidas:

$$n_{L,ap} = \frac{210}{34} (1 + 1,1 \times 2,87) = 25,69 \quad (131)$$

$$n_{L,ret} = \frac{210}{34} (1 + 0,55 \times 2,87) = 15,94 \quad (132)$$

$$n_{L,ar} = \frac{210}{34} = 6,18 \quad (133)$$

A homogeneização da laje é feita para “blocos de aço” com 0,40 m de espessura obtendo-se as seguintes larguras em cima de cada banzo (Figura 69):

$$b_{ap} = \frac{\frac{3,47}{2}}{0,4} \times \frac{1}{25,69} = 0,169 \text{ m} \quad (134)$$

$$b_{cp} = \frac{\frac{3,47}{2}}{0,4} \times \frac{1}{15,94} = 0,272 \text{ m} \quad (135)$$

$$b_{cp} = \frac{\frac{3,47}{2}}{0,4} \times \frac{1}{6,18} = 0,702 \text{ m} \quad (136)$$

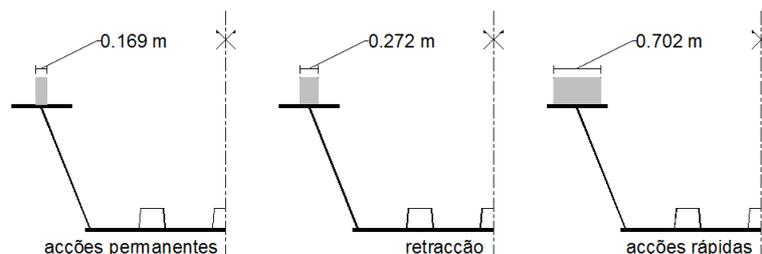


Figura 69 – Homogeneização da laje de betão em aço para acções permanentes, retracção e acções rápidas

4.2.1.4 Efeito da Fendilhação do Betão – Análise Fendilhada

Para ter em conta o efeito da fendilhação do betão sobre os apoios, a cláusula 5.4.2.3(3) do EC4-2 preconiza que, para vigas contínuas mistas, em que o betão se encontra por cima da secção de aço e não é pré-esforçado, pode ser feita uma análise fendilhada.

Esta análise consiste na determinação directa das zonas fendilhadas. Onde todos os rácios entre os comprimentos de vãos adjacentes (vão menor/vão maior) entre apoios forem no mínimo 0,6, adopta-se uma rigidez de flexão da secção fissurada $E_a I_2$ em 15% do vão em cada lado de cada apoio interno e uma rigidez de flexão não fissurada $E_a I_1$ nas restantes zonas do vão (Figura 70).

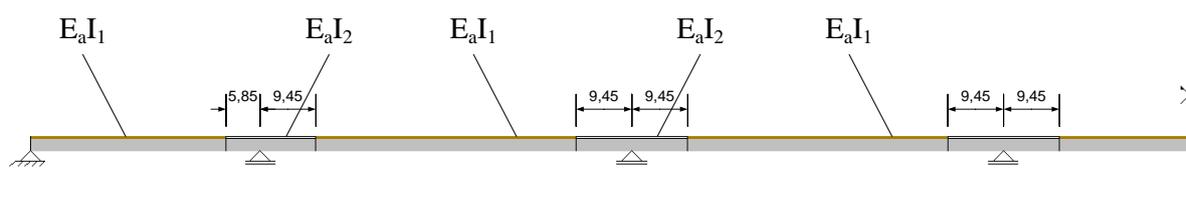


Figura 70 – Rigidez de flexão longitudinal das secções na análise fendilhada do tabuleiro

4.2.1.5 Etapas e Sequência de Construção

Sendo primeiro lançada a estrutura metálica do tabuleiro e sendo feita depois a betonagem *in-situ* da laje, apoiando-se provisoriamente na estrutura metálica, é necessário ter em conta que o peso próprio do tabuleiro metálico e o peso próprio da laje actuam na secção metálica, enquanto que os restantes tipos de acções (RCP, Retracção, Sobrecarga e Variação de Temperatura Diferencial) actuam na secção mista.

4.2.1.6 Propriedades da Viga Contínua

Finalmente, são determinadas as áreas e os momentos de inércia das secções de apoio e de vão, para todos os tipos de acção, apresentadas na Tabela 11 e na Tabela 12.

	$PP_{metálico} + PP_{laje}$	RCP	Retracção	SC + ΔT_d
Vão (A_1)	0,4055	0,5407	0,6231	0,9671
Apoio (A_2)	0,4831	0,5852		

Tabela 11 – Área das secções para cálculo dos esforços na direcção longitudinal (m^2)

	$PP_{metálico} + PP_{laje}$	RCP	Retracção	SC + ΔT_d
Vão (I_1)	0,2496	0,4711	0,5593	0,7673
Apoio (I_2)	0,2773	0,4583		

Tabela 12 – Momento de inércia das secções para cálculo dos esforços na direcção longitudinal (m^4)

4.2.2 Acções

Peso Próprio

O peso próprio do tabuleiro foi calculado multiplicando a área de cada material pelo seu peso volúmico.

Para a laje de betão armado tem-se:

$$PP_{\text{laje de betão}} = \gamma_{\text{betão}} \times A_{\text{laje de betão}} = 25 \times 3,47 = 86,75 \text{ kN/m} \quad (137)$$

Para a secção metálica, fazendo uma ponderação entre a secção de apoio e de vão, tem-se:

$$PP_{\text{secção metálica}} = \gamma_{\text{aço}} \times A_{\text{secção metálica}} = 78,5 \times 0,4265 = 33,48 \text{ kN/m} \quad (138)$$

Restantes Cargas Permanentes

As restantes cargas permanentes são contabilizadas como uma única força por unidade de comprimento que engloba todos os elementos não estruturais. O cálculo dessa força é apresentado na Tabela 13.

	<i>n</i>	<i>L (m)</i>	<i>F</i>	<i>F_t (kN/m)</i>
Viga de bordadura	1	-	2,50 kN/m	2,50
Guarda-corpos	1	-	0,75 kN/m	0,75
Passeio sobre-elevado	1	0,60	4,5 kN/m ²	2,7
Betão Betuminoso	1	9	1,2 kN/m ²	10,8
Lancil	2	-	1,56 kN/m	3,12
Guarda de segurança	2	-	0,5 kN/m	1,0
			Total	20,87

Tabela 13 – Valor total das restantes cargas permanentes

$$RCP = 20,87 \text{ kN/m} \quad (139)$$

Sobrecarga de Passeio

A sobrecarga de passeio é calculada multiplicando a sua largura pelo valor definido na equação (111). Assim sendo, esta sobrecarga toma o valor:

$$SC_{\text{passeio}} = 1,8 \text{ kN/m} \quad (140)$$

Para a sobrecarga de passeio foi tida em conta a alternância das sobrecargas.

Sobrecarga Rodoviária

O sistema UDL condicionante corresponde a ter uma via carregada com 9 kN/m² e as outras duas vias carregadas com 2,5 kN/m², o que corresponde a um valor total desta sobrecarga de:

$$UDL = 42 \text{ kN/m} \quad (141)$$

O sistema TS condicionante corresponde a ter uma via carregada com dois eixos de 300 kN, uma via com dois eixos de 200 kN e a outra com dois eixos de 100 kN. Os eixos estão separados de 1,2 m. Esta sobrecarga foi contabilizada globalmente como um TS com dois eixos de 600 kN (Figura 71). Para a sobrecarga rodoviária foi tida em conta a alternância de sobrecargas.

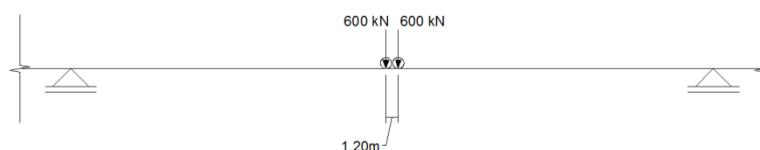


Figura 71 – Carregamento longitudinal do sistema TS

Variação de Temperatura Diferencial

A variação de temperatura diferencial é definida na cláusula 6.1.4.1(1) do Anexo Nacional do EC1-1-5 e, para pontes com tabuleiro misto aço-betão, toma os valores de:

$$\Delta T_{M,heat} = +15 \text{ } ^\circ\text{C} \quad (142)$$

$$\Delta T_{M,cool} = -15 \text{ } ^\circ\text{C} \quad (143)$$

Sendo a altura total do tabuleiro:

$$h = 2,3 \text{ m} \quad (144)$$

o gradiente térmico aplicado no tabuleiro tem o valor de:

$$\frac{\Delta T}{h} = \frac{\pm 15}{2,3} = \pm 6,52 \text{ } ^\circ\text{C}/\text{m} \quad (145)$$

Retracção

A retracção é uma deformação imposta ao betão, correspondente a uma redução de volume deste devido à secagem ao ar livre.

Para um tabuleiro misto em que o centro de massa da laje de betão não coincide com o centro de massa da secção mista (como é o caso), ocorrem dois efeitos resultantes desta retracção do betão. O efeito primário corresponde a um conjunto de esforços de tracção na laje de betão e de compressão na secção metálica auto-equilibrados que se geram devido à laje retrair e a secção metálica impedir essa deformação. O efeito secundário corresponde a uma curvatura do tabuleiro que se forma pelo facto da deformação imposta pela retracção na laje de betão ser excêntrica em relação ao centro de gravidade da secção mista.

Se o tabuleiro for isostático, o efeito secundário provoca apenas curvatura e não provoca esforços. Se for hiperestático, a curvatura é incompatível com as condições de apoio e geram-se reacções de apoio auto-equilibradas e conseqüentemente momentos flectores no tabuleiro.

De acordo com a cláusula 7.2.1(4) do EC4-2, o efeito primário da retracção não necessita ser considerado nas zonas fissuradas. Nas zonas de vão, este efeito provoca tensões contrárias às restantes acções, pelo que a sua não consideração está do lado da segurança. Assim, apenas o efeito secundário da retracção é tomado em conta nas verificações de segurança na direcção longitudinal do tabuleiro.

De acordo com a cláusula 5.4.2.2(8) do EC4-2, nas zonas fissuradas o efeito primário pode não ser tido em conta para o cálculo do efeito secundário. Isto significa que, a curvatura dos vãos devido ao efeito secundário da retracção é dada por momentos instalados na interface entre zonas não fendilhadas e zonas fendilhadas (Figura 72) que são dados por:

$$M_{ret} = N_{ret} \cdot b \quad (146)$$

em que:

N_{ret} – compressão no betão devido à retracção;

b – braço entre a laje de betão e o centro de massa da secção mista.



Figura 72 – Modelo para cálculo das reacções devido ao efeito secundário da retracção

A força de compressão no betão N_{ret} depende da extensão de retracção ϵ , e para o cálculo dos momentos flectores a serem aplicada na viga contínua, tem de ser homogeneizada:

$$N_{ret} = \epsilon_{cs} \cdot A_c \cdot \frac{E_a}{n_{ret}} \quad (147)$$

O braço varia consoante as propriedades da secção e é diferente para os vãos exteriores e os vãos interiores:

$$b_{ext} = 0,9484 \text{ m} \quad (148)$$

$$b_{int} = 0,9526 \text{ m} \quad (149)$$

Extensão de Retracção

De acordo com a cláusula 3.1.4(6) do EC2-1-1, a extensão total de retracção tem duas componentes:

$$\epsilon_{cs} = \epsilon_{cd} + \epsilon_{ca} \quad (150)$$

ϵ_{cd} – extensão de retracção por secagem, que é função da migração da água através do betão endurecido;

ϵ_{ca} – extensão de retracção autogénea, que é uma função linear da resistência do betão.

A extensão de retracção por secagem foi calculada para tempo infinito e é dada por:

$$\epsilon_{cd,\infty} = K_h \cdot \epsilon_{cd,0} \quad (151)$$

em que:

K_h – coeficiente que depende da espessura equivalente h_0 ;

$\epsilon_{cd,0}$ – extensão de retracção por secagem de referência.

O valor de K_h através do Quadro 3.3 do EC2-1-1:

$$h_0 = \frac{2 \times 3,47}{9,1941} \times 10^3 = 755 \text{ mm} \geq 500 \Rightarrow K_h = 0,70 \quad (152)$$

O valor de $\epsilon_{cd,0}$ foi obtido através das equações (B.11) e (B.12) fornecidas pelo Anexo B.2 do EC2-1-1, assumindo um cimento de classe N:

$$\beta_{RH} = 1,55 \times \left[1 - \left(\frac{70}{100} \right)^3 \right] = 1,018 \quad (153)$$

$$\varepsilon_{cd,0} = 0,85 \times \left[(220 + 110 \times 4) \times e^{-0,12 \times \frac{43}{10}} \right] \times 10^{-6} \times 1,018 = 34,10 \times 10^{-5} \quad (154)$$

Assim, a extensão de retracção por secagem tem o valor de:

$$\varepsilon_{cd,\infty} = 0,70 \times 34,1 \times 10^{-5} = 23,87 \times 10^{-5} \quad (155)$$

A extensão de retracção autogénea foi calculada para tempo infinito e é dada pela equação (3.12) do EC2-1-1:

$$\varepsilon_{ca,\infty} = 2,5 \times (35 - 10) \times 10^{-6} = 6,25 \times 10^{-5} \quad (156)$$

Finalmente, a extensão total de retracção é dada por:

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} = 23,87 \times 10^{-5} + 6,25 \times 10^{-5} = 30,12 \times 10^{-5} \quad (157)$$

O cálculo da extensão total de retracção permite a estimativa da força e dos momentos de retracção:

$$N_{ret} = 30,12 \times 10^{-5} \times 3,47 \times \frac{210 \times 10^6}{15,94} = 13774 \text{ kN} \quad (158)$$

$$M_{ret,ext} = 13774 \times 0,9484 = 13063 \text{ kNm} \quad (159)$$

$$M_{ret,int} = 13774 \times 0,9526 = 13121 \text{ kNm} \quad (160)$$

De seguida, para calcular o diagrama de momentos flectores devido ao efeito secundário da retracção, são calculadas as reacções de apoio e aplicadas a outro modelo sem apoios interiores. Este procedimento é explicado em 4.2.3.

4.2.3 Modelo de Cálculo

Para o cálculo dos esforços na direcção longitudinal foram criados, com recurso ao programa SAP2000®, cinco modelos de elementos finitos de barra (Figura 73) para simular a viga metálica e as vigas homogeneizadas para acções permanentes, retracção e acções rápidas. As propriedades de cada barra foram definidas em 4.2.1.6.



Figura 73 – Geometria do modelo longitudinal tipo do tabuleiro

No modelo de viga metálica foi aplicada uma carga estática referente ao peso próprio da laje e foi accionado o peso próprio do tabuleiro metálico.

No modelo de viga homogeneizada para acções permanentes foi aplicada uma carga referente às restantes cargas permanentes.

No modelo de viga homogeneizada para a retracção foram aplicados os momentos de retracção nas zonas de interface entre zonas fendilhadas e zonas não fendilhadas (Figura 72).

De seguida foram calculadas as reacções de apoio (Tabela 14) e aplicadas a um novo modelo também de viga homogeneizada para a retracção mas sem os apoios interiores (Figura 74).

Apoio	1	2	3	4	5	6	7	8
Reacção (kN)	-252.35	283.11	-37.86	7.1	7.1	-37.86	283.11	-252.35

Tabela 14 - Reacções a aplicar no modelo para cálculo do diagrama de momentos flectores devido ao efeito secundário da retracção

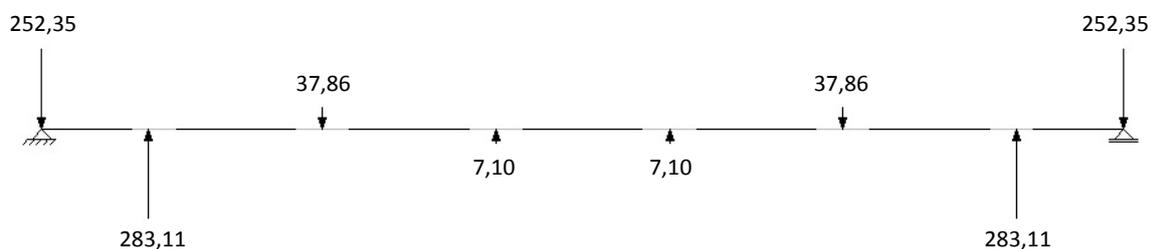


Figura 74 - Modelo para cálculo do diagrama de momentos flectores devido ao efeito secundário da retracção

No modelo de viga homogeneizada para acções rápidas foram aplicadas cargas móveis relativas à sobrecarga de passeio com o sistema UDL (por serem ambas cargas distribuídas) e ao sistema TS para obter a envolvente de esforços relativa à alternância de sobrecargas.

4.2.4 Esforços

Os diagramas de esforço transversal e momento flector para cada acção apresentam-se na Tabela 15 e na Tabela 16, respectivamente. Os diagramas relativos à variação de temperatura diferencial negativa são simétricos aos diagramas da variação de temperatura diferencial positiva.

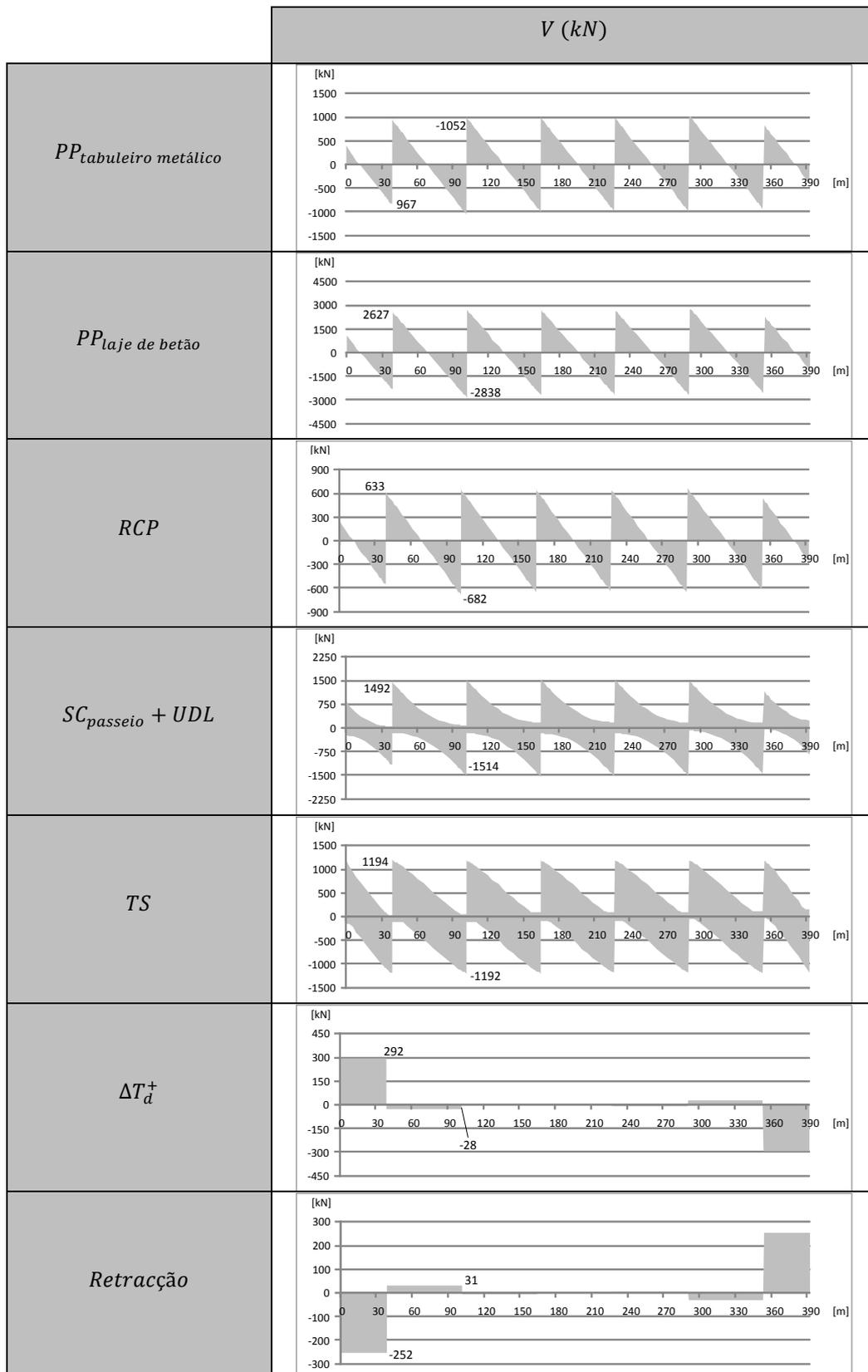


Tabela 15 – Diagramas de esforço transverso na direcção longitudinal

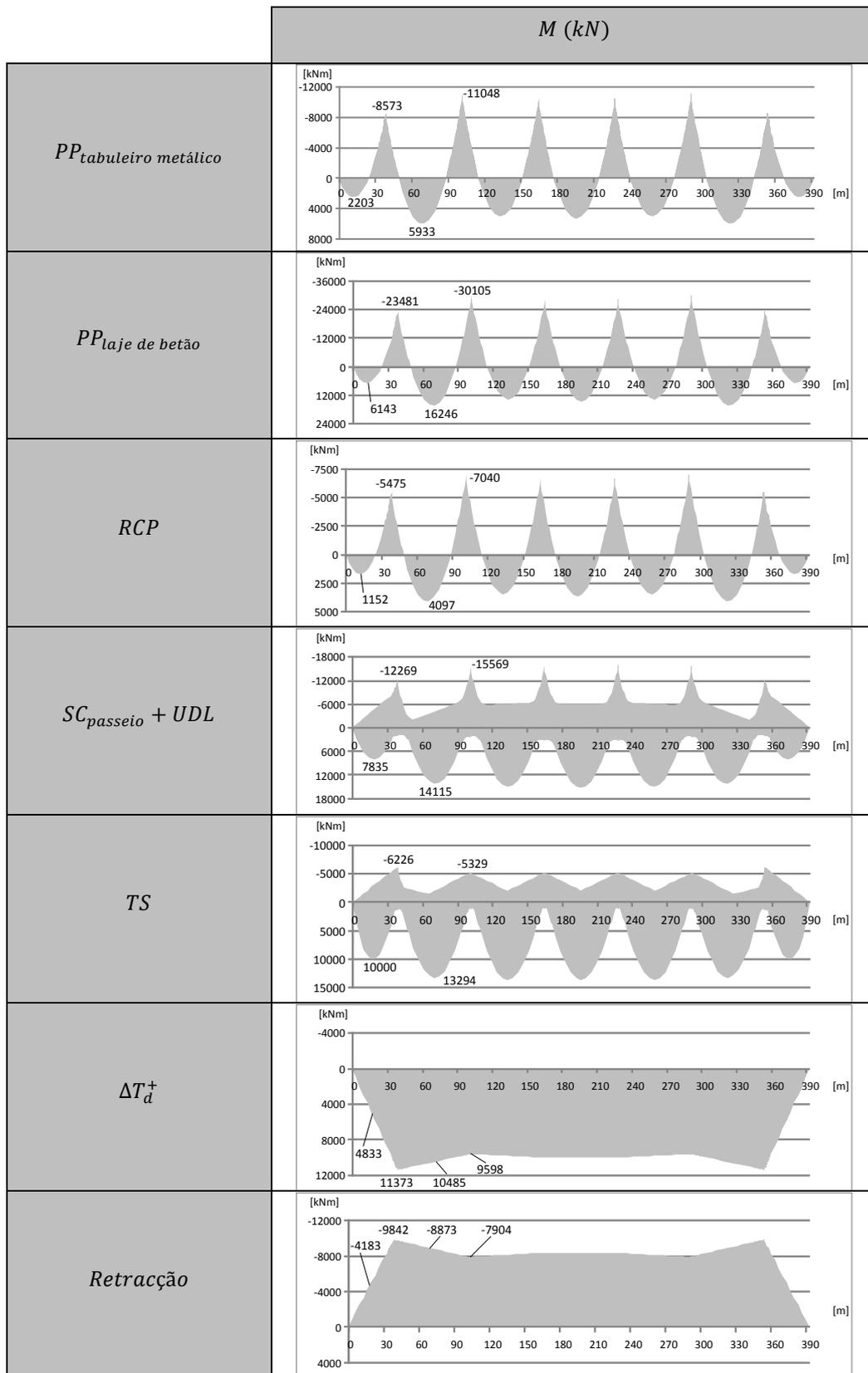


Tabela 16 – Diagramas de momento flector na direcção longitudinal

4.3 Critérios de Verificação de Segurança

4.3.1 ELU

De acordo com o ECU, para verificações do equilíbrio estático e da resistência, quando se considera um estado limite de rotura ou de deformação excessiva, de um elemento ou de uma ligação deve verificar-se que:

$$E_d \leq R_d \quad (161)$$

em que:

E_d – valor de cálculo do efeito das acções;

R_d – valor de cálculo da resistência correspondente.

Flexão

O valor de cálculo do efeito das acções foi calculado através da combinação de acções fundamental e foi comparado com a resistência de cálculo:

$$M_{Ed} \leq \frac{M_{Rk}}{\gamma_{M0}} \quad (162)$$

com:

$$\gamma_{M0} = 1,0 \quad (163)$$

Esforço Transverso

O valor de cálculo do efeito das acções foi calculado através da combinação de acções fundamental e foi comparado com a resistência de cálculo:

$$V_{Ed} \leq \frac{V_{Rk}}{\gamma_{M0}} \quad (164)$$

Instabilidade

A resistência de cálculo dos elementos relativa aos fenómenos de encurvadura de placa comprimida, encurvadura da alma sujeita a esforço transverso e encurvadura da alma devido a cargas transversais é obtida através da aplicação de um factor de redução à resistência característica:

$$R_d = \frac{\chi R_k}{\gamma_{M1}} \quad (165)$$

com:

$$\gamma_{M1} = 1,1 \quad (166)$$

4.3.2 ELS

Para os estados limites de serviço, de acordo com o ECU, deve verificar-se que:

$$E_d \leq C_d \quad (167)$$

em que:

C_d – valor de cálculo correspondente ao valor limite do critério de serviço;

E_d – valor de cálculo dos efeitos das acções especificadas no critério de serviço, determinado com base na combinação em causa.

Tensões em serviço

As tensões limite em serviço devem ser definidas através do ponto 7.2.2 do EC4-2.

Para a laje de betão, este ponto remete para as cláusulas 7.2(1) e (2) do EC2-1-1 que especificam que a tensão de compressão no betão deve ser limitada a:

$$\sigma_c \leq k_1 f_{ck} = 0,6 f_{ck} \quad (168)$$

Para as armaduras, este ponto remete para as cláusulas 7.2(4) e (5) que especifica que a tensão de tracção nas armaduras deve ser limitada a:

$$\sigma_a \leq k_3 f_{yk} = 0,8 f_{yk} \quad (169)$$

Para o aço estrutural, este ponto remete para a cláusula 7.3(1) do EC3-2 que especifica que a tensão de compressão no aço deve ser limitada a:

$$\sigma_{comp} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M,ser}} = \frac{f_y}{1,0} \quad (170)$$

Para os conectores, este ponto remete para a cláusula 6.8.1(3) que especifica que a força máxima por conector não deve exceder:

$$P_{max} \leq k_s P_{Rd} = 0,75 P_{Rd} \quad (171)$$

Fissuração

As aberturas de fendas foram calculadas através de uma combinação de acções frequente para a direcção transversal e de uma combinação característica para a direcção longitudinal e comparadas a um valor limite de:

$$w_k \leq w_{max} = 0,3 \text{ mm} \quad (172)$$

4.4 Combinações de Acções

4.4.1 ELU

De acordo com a cláusula 6.4.3.2(2) do ECO a combinação fundamental tem o formato geral:

$$E_d = E\{\gamma_{G,j}G_{k,j}; \gamma_{Q,1}Q_{k,1}; \gamma_{Q,i}\psi_{0,i}Q_{k,i}\} \quad j \geq 1; i > 1 \quad (173)$$

onde G representa os efeitos das acções permanentes, Q_1 os efeitos da acção variável de base e Q_i os efeitos das restantes acções variáveis.

Nesta fase do projecto são tomados os valores de $\gamma_{G,CP} = 1,35$, $\gamma_{G,Ret} = 1,00/0$ (consoante a análise é a tempo infinito ou não) e $\gamma_Q = 1,5$ para as acções devido às cargas permanentes, retracção e sobrecargas, respectivamente (embora o ECO, no Anexo A2 permita que os coeficiente de majoração das sobrecargas rodoviárias possa ser 1,35).

Direcção Transversal

Para a análise transversal, as acções permanentes G são o peso próprio e as restantes cargas permanentes, a acção variável base Q_1 é a sobrecarga e a restante acção variável Q_i é a variação de temperatura diferencial.

De acordo com tabela A2.1 do Anexo A2 do ECO o valor do coeficiente $\psi_{0,\Delta T_d}$ pode ser dado, para ELU, por:

$$\psi_{0,\Delta T_d} = 0 \quad (174)$$

Logo, a combinação de acções para a verificação da segurança em relação ao ELU na direcção transversal é dada por:

$$E_d = 1,35 \times (PP + RCP) + 1,5 \times (SC_{UDL} + SC_{TS} + SC_{passeio}) \quad (175)$$

Os diagramas de esforço transverso e momento flector condicionantes para a consola com serviços, consola com separador central e vão entre almas para ELU encontram-se na Tabela 17.

		$V \text{ (kN/m)}$	$M \text{ (kNm/m)}$
ELU	Condicionante para a consola com serviços		
	Condicionante para a consola com separador central		
	Condicionante para o vão entre almas		

Tabela 17 – Diagramas de esforço transverso e momento flector em ELU na direcção transversal

O esforço de transverso de dimensionamento é o valor máximo (em módulo) do esforço transverso calculado a uma distância $z \cdot \cot \theta$ (com $z = 0,9d$ e $\theta = 45^\circ$) das extremidades dos banzos de aço:

$$V_{Ed} = \max(|V_{Ed}^{esq.c.s.}|; |V_{Ed}^{dir.c.s.}|; |V_{Ed}^{esq.c.s.c.}|; |V_{Ed}^{dir.c.s.c.}|) \quad (176)$$

$$= \max(|-170,97|; 163,93; |-194,02|; 142,39) = 194,02 \text{ kN/m}$$

O momento flector de dimensionamento nas consolas é o valor máximo (em módulo) do momento flector de cada consola:

$$M_{Ed}^{consola} = -\max(|M_{Ed}^{c.s.}|; |M_{Ed}^{c.s.c.}|) = -\max(|-227,80|; |-247,98|) \quad (177)$$

$$= -247,98 \text{ kNm/m}$$

$$M_{Ed}^{vão} = 152,99 \text{ kNm/m} \quad (178)$$

Direcção Longitudinal

Para a análise longitudinal, as acções permanentes G são o peso próprio, as restantes cargas permanentes e a retracção, a acção variável base Q_1 é a sobrecarga rodoviária e a restante acção variável Q_i é a variação de temperatura diferencial.

De acordo com tabela A2.1 do Anexo A2 do ECO o valor do coeficiente $\psi_{0,\Delta T_d}$ é:

$$\psi_{0,\Delta T_d} = 0,6 \quad (179)$$

Logo, a combinação de acções para a verificação da segurança em relação ao ELU na direcção longitudinal é dada por:

$$E_d = 1,35 \times (PP + RCP) + \begin{Bmatrix} 1,0 \\ 0 \end{Bmatrix} \times Ret + 1,5 \times (SC_{UDL} + SC_{TS} + SC_{passeio}) + 1,5 \times 0,6 \times \Delta T_d \quad (180)$$

Os diagramas de esforço transverso e momento flector para esta combinação encontram-se na Figura 75 e na Figura 76, respectivamente.

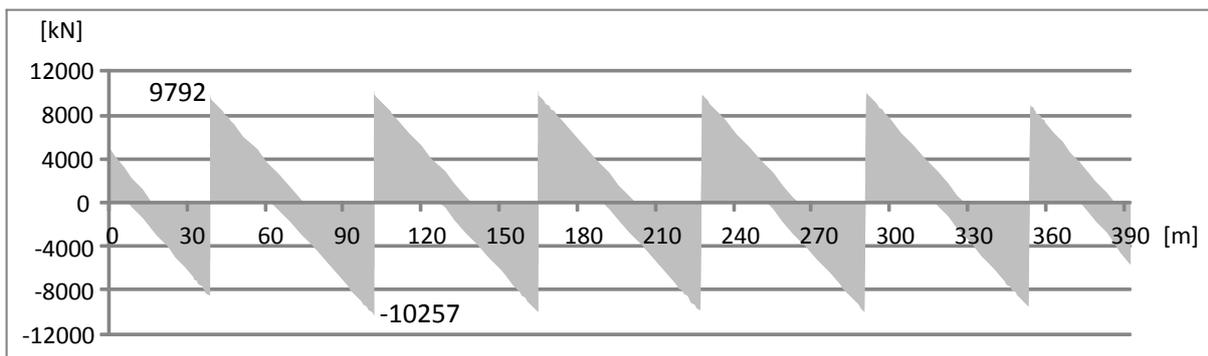


Figura 75 – Diagrama de esforço transverso da combinação fundamental na direcção longitudinal (kN)

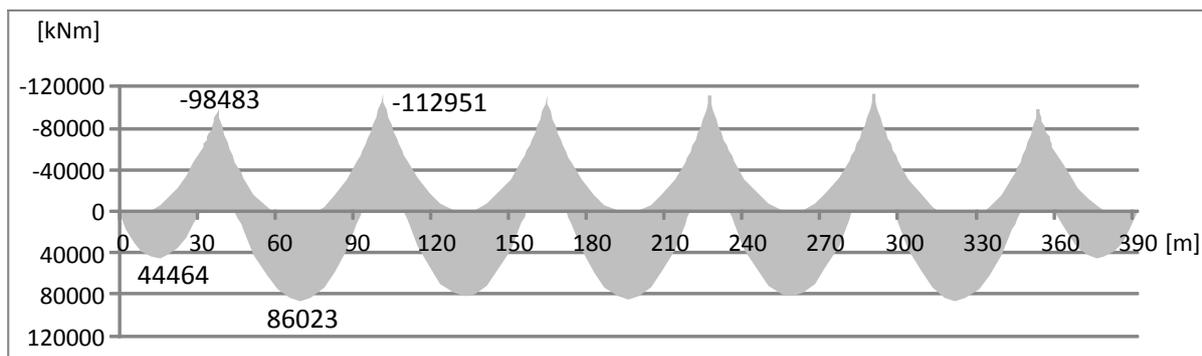


Figura 76 – Diagrama de momento flector da combinação fundamental na direcção longitudinal (kNm)

Um resumo dos esforços actuantes a ter em consideração para a verificação de segurança em relação ao ELU apresenta-se na Tabela 18.

Secção	V_{Ed} (kN)	M_{Ed} (kNm)
Vão 1	-	44464
Apoio 1	9792	-98483
Vão 2	-	86023
Apoio 2	10257	-112951

Tabela 18 – Esforços actuantes em ELU na direcção longitudinal

4.4.2 ELS

Direcção Transversal

Para a análise transversal foi escolhida uma combinação de acções frequente que, segundo o ponto 6.5.3b), tem o formato geral:

$$E_d = E\{G_{k,j}; \psi_{1,1}Q_{k,1}; \psi_{2,i}Q_{k,i}\} \quad j \geq 1; i > 1 \quad (181)$$

As acções são as mesmas indicadas no ponto 4.4.1.1.

De acordo com a tabela A2.1 do anexo 2 do ECO os valores de $\psi_{1,1,TS}$, $\psi_{1,1,UDL}$, $\psi_{1,1,passeio}$ e $\psi_{2,\Delta T_d}$ são:

$$\psi_{1,1,TS} = 0,75 \quad (182)$$

$$\psi_{1,1,UDL} = \psi_{1,1,passeio} = 0,4 \quad (183)$$

$$\psi_{2,\Delta T_d} = 0,5 \quad (184)$$

Logo, a combinação de acções para a verificação da segurança em relação ao ELS na direcção transversal é dada por:

$$E_d = PP + RCP + 0,75 \times SC_{TS} + 0,4 \times (SC_{UDL} + SC_{passeio}) + 0,5 \times \Delta T_d \quad (185)$$

Os diagramas de esforço transversal e momento flector condicionantes para a consola com serviços, consola com separador central e vão para o ELS encontram-se na Tabela 19.

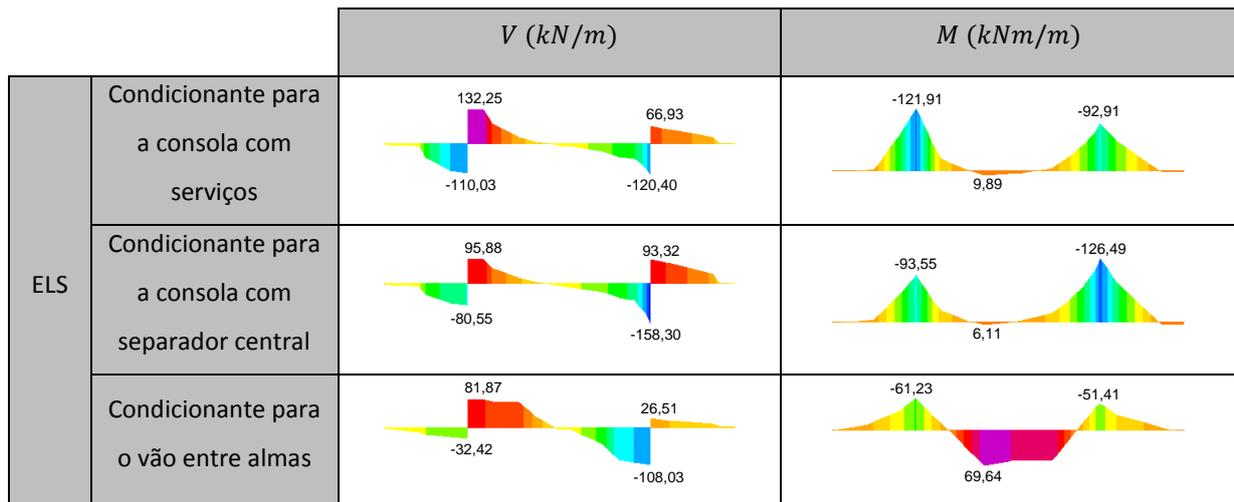


Tabela 19 – Diagramas de esforço transversal e momento flector em ELS na direcção transversal

O esforço de transverso de dimensionamento é o valor máximo (em módulo) do esforço transversal calculado a uma distância $z \cdot \cot \theta$ (com $z = 0,9d$ e $\theta = 45^\circ$) das extremidades dos banzos de aço:

$$V_{freq.} = \max(|V_{freq.}^{esq.c.s.}|; |V_{freq.}^{dir.c.s.}|; |V_{freq.}^{esq.c.s.c.}|; |V_{freq.}^{dir.c.s.c.}|) \quad (186)$$

$$= \max(|-88,67|; 84,26; |-98,96|; 71,92) = 98,96 \text{ kN/m}$$

O momento flector de dimensionamento nas consolas é o valor máximo (em módulo) do momento flector de cada consola:

$$M_{freq.}^{consola} = -\max(|M_{freq.}^{c.s.}|; |M_{freq.}^{c.s.c.}|) = -\max(|-121,91|; |-126,49|) \quad (187)$$

$$= -126,49 \text{ kNm/m}$$

$$M_{freq.}^{vão} = 69,64 \text{ kNm/m} \quad (188)$$

Direcção Longitudinal

Para a análise longitudinal foi escolhida uma combinação de acções característica que, segundo o ponto 6.5.3a), tem o formato geral:

$$E_d = E\{G_{k,j}; Q_{k,1}; \psi_{0,i}Q_{k,i}\} \quad j \geq 1; i > 1 \quad (189)$$

As acções são as mesmas indicadas no ponto 4.4.1.2.

De acordo com tabela A2.1 do Anexo A2 do ECO o valor do coeficiente $\psi_{0,\Delta T_d}$ é:

$$\psi_{0,\Delta T_d} = 0,6 \quad (190)$$

Logo, a combinação de acções para a verificação da segurança em relação ao ELS na direcção transversal é dada por:

$$E_d = PP + RCP + \begin{Bmatrix} 1,0 \\ 0 \end{Bmatrix} \times Ret + SC_{TS} + SC_{UDL} + SC_{passeio} + 0,6 \times \Delta T_d \quad (191)$$

Os diagramas de esforço transverso e momento flector para esta combinação encontram-se na Figura 77 e na Figura 78, respectivamente.

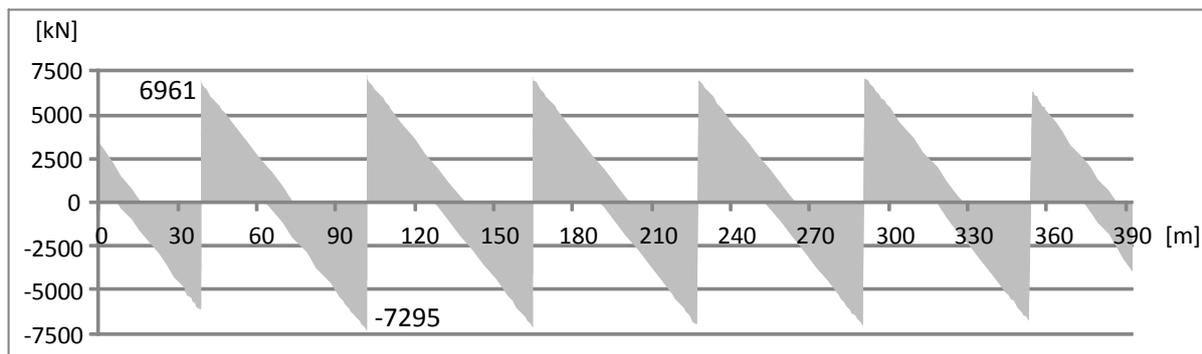


Figura 77 – Diagrama de esforço transverso da combinação característica na direcção longitudinal (kN)

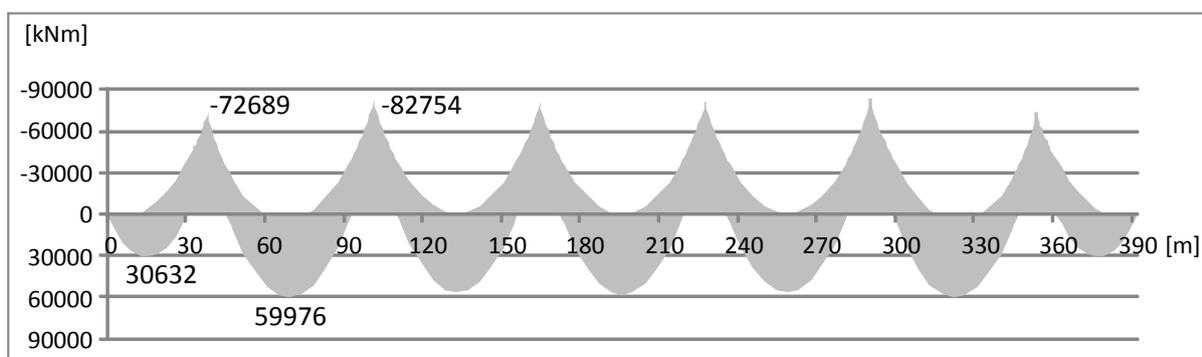


Figura 78 – Diagrama de momento flector da combinação característica na direcção longitudinal (kNm)

Um resumo dos esforços actuantes a ter em consideração para a verificação de segurança em relação ao ELS apresenta-se na Tabela 20.

Secção	$V_{caract.} (kN)$	$M_{caract.} (kNm)$
Vão 1	-	30632
Apoio 1	6961	-72689
Vão 2	-	59976
Apoio 2	7295	-82754

Tabela 20 – Esforços actuantes em ELS na direcção longitudinal

5. Verificação de Segurança da Laje do Tabuleiro

5.1 Estado Limite Último

Na Tabela 21 apresenta-se um resumo dos esforços actuantes a ter em consideração para as verificações de segurança ao ELU.

V_{Ed} (kN/m)	$M_{Ed}^{consola}$ (kNm/m)	$M_{Ed}^{vão}$ (kNm/m)
194,02	-247,98	152,99

Tabela 21 – Esforços actuantes em ELU na direcção transversal

5.1.1 Estado Limite Último de Flexão

Para a altura útil das armaduras transversais adoptou-se:

$$d = 0,35 - 0,05 = 0,30 \text{ m} \quad (192)$$

Os cálculos das armaduras necessárias apresentam-se na Tabela 22.

	Consolas	Vão
M_{Ed} (kNm/m)	-247,98	152,99
μ	0,118	0,073
ω	0,128	0,076
$A_{s,min}$ (cm ² /m)	4,99	
A_s (cm ² /m)	20,61	12,30

Tabela 22 – Cálculo das armaduras que verificam o ELU de flexão na direcção transversal

É necessário ainda ter em conta o acréscimo de tracção que ocorre nas armaduras devido ao esforço transversal. Adoptando um ângulo entre as escoras comprimidas e o eixo da laje de 45° tem-se:

$$F_T = \frac{V}{2} \cdot \cot \theta = \frac{194,02}{2} \times \cot 45^\circ = 97,01 \text{ kN/m} \quad (193)$$

O acréscimo de armadura correspondente é:

$$\Delta A_s = \frac{F_T}{f_{yd}} = \frac{97,01}{435 \times 10^3} \times 10^{-4} = 2,23 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (194)$$

A armadura necessária é então:

$$A_s^{consola} = 20,61 + 2,23 = 22,84 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (195)$$

$$A_s^{vão} = 12,30 + 2,23 = 14,53 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (196)$$

Finalmente, a distribuição de armaduras adoptada foi:

$$A_s^{consola} = \phi 16//150 + \phi 16//150 = 26,80 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (197)$$

$$A_s^{vão} = \phi 12//150 + \phi 12//150 = 15,08 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (198)$$

Na Figura 79 pode observar-se a disposição destas armaduras.

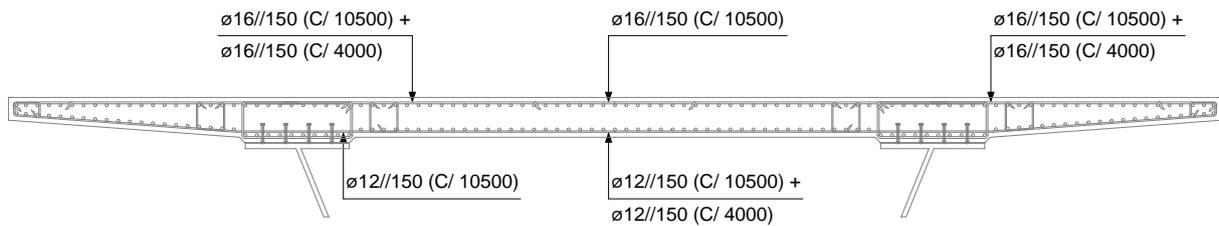


Figura 79 – Armaduras de flexão transversal

5.1.2 Estado Limite Último de Esforço Transverso

De acordo com a cláusula 6.2.1(3) do EC2-1, nas regiões do elemento em que o esforço transverso actuante V_{Ed} é menor que o esforço transverso resistente $V_{Rd,c}$, então não é necessário calcular a armadura de esforço transverso.

O esforço transverso resistente, segundo a expressão dada na cláusula 6.2.2(1), é dado por:

$$\begin{aligned}
 V_{Rd,c} &= \max\left([C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}] \cdot b_w \cdot d; 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} \cdot b_w \cdot d\right) \\
 &= \max\left(\left[\frac{0,18}{1,5} \times \left(1 + \sqrt{\frac{200}{300}}\right) \times \left(100 \times \frac{26,80 \times 10^{-4}}{1 \times 0,30} \times 35\right)^{1/3}\right] \times 1\right. \\
 &\quad \left. \times 0,30 \times 10^3; 0,035 \times \left(1 + \sqrt{\frac{200}{300}}\right)^{3/2} \times 35^{1/2} \times 1 \times 0,30 \times 10^3\right) \\
 &= \max(206,01; 152,08) = 206,01 \text{ kN} > 194,02 \text{ kN}
 \end{aligned} \tag{199}$$

Assim, verifica-se que não é necessária armadura de esforço transverso.

No entanto, foram adoptadas armaduras à esquerda e à direita das ligações aço-betão que, para além de servirem como armadura mínima ao esforço transverso, também ajudam à resistência da laje ao fluxo de corte longitudinal (como se verifica no capítulo 6.1.3). A taxa mínima é:

$$\rho_{w,min} = \frac{0,08 \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = \frac{0,08 \times \sqrt{35}}{500} = 9,47 \times 10^{-4} \tag{200}$$

A armadura mínima é:

$$\begin{aligned}
 \left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{min} \times \frac{1}{b_w} &\geq 9,47 \times 10^{-4} \Leftrightarrow \left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{min} \geq 1 \times 9,47 \times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{m} \\
 &= 9,47 \text{ cm}^2/\text{m}
 \end{aligned} \tag{201}$$

Adoptaram-se estribos de Ø10//150 de dois ramos afastados de 200 mm transversalmente (Figura 80), obtendo-se uma armadura:

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{1}{0,15} \times 3,93 = 26,20 \text{ cm}^2/\text{m} \tag{202}$$

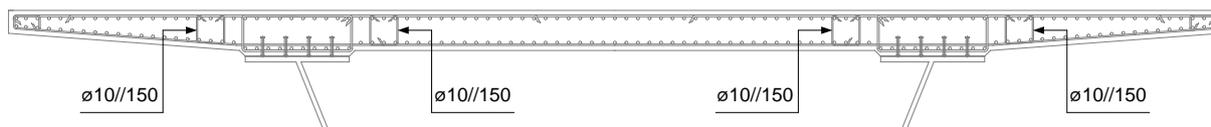


Figura 80 – Armaduras de esforço transversal transversal

5.2 Estado Limite de Serviço

Na Tabela 23 apresenta-se um resumo dos esforços actuantes a ter em consideração para as verificações de segurança ao ELS.

V_{Ed} (kN/m)	$M_{Ed}^{consola}$ (kNm/m)	$M_{Ed}^{vão}$ (kNm/m)
98,96	-126,49	69,64

Tabela 23 – Esforços actuantes em ELS na direcção transversal

Estado Limite de Fendilhação

Se a tracção no betão exceder a sua resistência então é necessário controlar a sua fissuração.

Para esta verificação comparou-se o momento actuante em serviço com o momento de fissuração:

$$M_{cr}^{consola} = w_{el}^{consola} \cdot f_{ctm} = -\frac{1 \times 0,35^2}{6} \times 3,2 \times 10^3 = -65,33 \text{ kNm/m} \quad (203)$$

$$< -126,46 \text{ kNm/m}$$

$$M_{cr}^{vão} = w_{el}^{vão} \cdot f_{ctm} = \frac{1 \times 0,35^2}{6} \times 3,2 \times 10^3 = 65,33 \text{ kNm/m} < 69,64 \text{ kNm/m} \quad (204)$$

Assim, é necessário verificar que a largura de fendas não excede o valor limite, tanto nas consolas como no vão.

De acordo com a cláusula 7.3.4(1) do EC2-1, a largura de fendas é dada por:

$$w_k = S_{r,max}(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \quad (205)$$

Com base nas fórmulas dadas pelas cláusulas 7.3.4(2) e 7.3.4(3) e nas tabelas para cálculo de tensões em estado fendilhado [15] foram calculadas as aberturas de fendas na consola e no vão. Os valores intermédios destes cálculos encontram-se na Tabela 24 e na Tabela 25, respectivamente.

w_k (mm)	0,144	$S_{r,max}$ (mm)	246,4	s_{min} (mm)	45	
				c (mm)	50	
		ε_{srm}	0,000583		σ_s (MPa)	181,91
					E_s (GPa)	200
					k_t	0,6
					$f_{ct,ef}$ (MPa)	3,2
					$\rho_{\rho,ef}$	0,0356
					E_c (GPa)	34,0

Tabela 24 – Cálculo da abertura de fendas na consola

w_k (mm)	0,146	$s_{r,max}$ (mm)	280,8	s_{min} (mm)	65
		ε_{srm}	0,000521	c (mm)	50
				σ_s (MPa)	173,81
				E_s (GPa)	200
				k_t	0,6
				$f_{ct,ef}$ (MPa)	3,2
				$\rho_{\rho,ef}$	0,0184
				E_c (GPa)	34,0

Tabela 25 – Cálculo da abertura de fendas no vão

Assim, verifica-se a segurança ao estado limite de fendilhação:

$$w_k^{consola} = 246,4 \times 0,583 \times 10^{-3} = 0,144 \text{ mm} < 0,3 \text{ mm} \quad (206)$$

$$w_k^{vão} = 280,8 \times 0,521 \times 10^{-3} = 0,146 \text{ mm} < 0,3 \text{ mm} \quad (207)$$

6. Verificação de Segurança Global do Tabuleiro

Neste capítulo são apresentadas as verificações de segurança na direcção longitudinal para as secções do Vão 1, Apoio 1, Vão 2 e Apoio 2 (Figura 81). No entanto, só se apresentam os cálculos para a secção do Apoio 2 e apenas os resultados para as restantes secções.

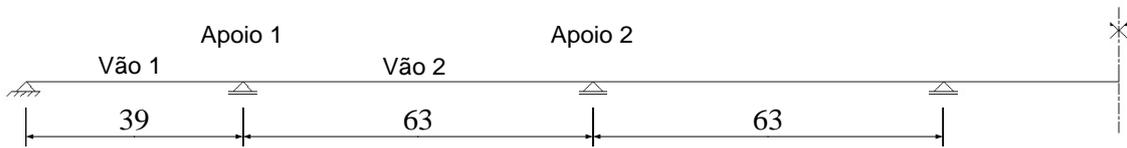


Figura 81 – Definição das secções a verificar a segurança

6.1 Verificação dos Estados Limites Últimos

Na Tabela 26 apresenta-se um resumo dos esforços actuantes a ter em consideração para as verificações de segurança ao ELU.

Secção	V_{Ed} (kN)	M_{Ed} (kNm)
Vão 1	-	44464
Apoio 1	9792	-98483
Vão 2	-	86023
Apoio 2	10257	-112951

Tabela 26 – Esforços actuantes em ELU na direcção longitudinal

6.1.1 Flexão - Instabilidade do Fundo do Caixa

6.1.1.1 Secção efectiva

Área efectiva de betão e armaduras longitudinais

Verificou-se na análise global (Capítulo 4) que os banzos de betão nas secções de vão eram totalmente efectivos e no Capítulo 3 que a contabilização do efeito de *shear lag* no banzo de betão nessas secções na análise global e no dimensionamento é feita da mesma forma. Portanto, nas secções de vão, a laje de betão é totalmente efectiva.

Nas secções de apoio admite-se que o betão não resiste às tracções e apenas as armaduras o fazem. As armaduras dispõem-se em dois alinhamentos, interiores às armaduras de flexão transversais, e foram escolhidos $\varnothing 25//100$, o que corresponde a uma percentagem de armadura na ordem dos 3%. A pormenorização pode ser observada na Figura 82.

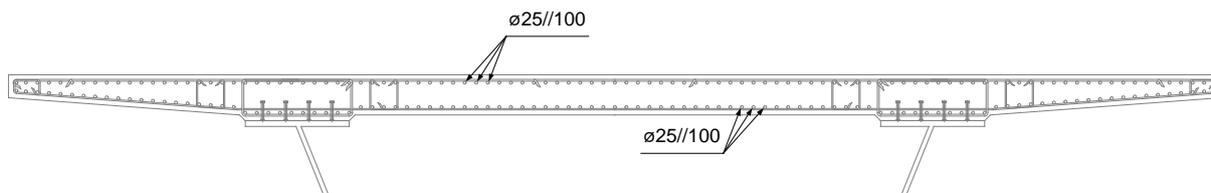


Figura 82 – Armaduras de flexão longitudinais

Área efectiva de aço

Efeito de shear lag

Consideração do efeito de shear lag:

O efeito de *shear lag* pode ser desprezado desde que $b_0 < L_e/50$. Para o Apoio 2:

$$\frac{L_e}{50} = \frac{0,25 \times (63 + 63)}{50} = \frac{31,5}{50} = 0,63 \text{ m} \quad (208)$$

No banzo inferior:

$$b_0^{inf.} = \frac{4,04}{2} = 2,02 \text{ m} > 0,63 \text{ m} \quad (209)$$

Nos banzos superiores:

$$b_0^{sup.} = 0,45 \text{ m} < 0,63 \text{ m} \quad (210)$$

O efeito de *shear lag* deve ser considerado no fundo do caixão e não deve ser considerado nos banzos superiores. Os valores para todas as secções apresentam-se na Tabela 27.

Secção	L_e (m)	$L_e/50$ (m)	$b_0^{inf.}$ (m)	$b_0^{sup.}$ (m)
Vão 1	33,15	0,66	2,03	0,45
Apoio 1	25,50	0,51	2,02	0,45
Vão 2	44,10	0,88	2,03	0,45
Apoio 2	31,50	0,63	2,02	0,45

Tabela 27 – Consideração do efeito de *shear lag*

Cálculo do coeficiente de redução devido ao efeito de shear lag:

Para o cálculo de β é necessário saber o valor de α_0 , k e se se trata de uma secção sujeita a momentos positivos ou negativos.

No Apoio 2, α_0 e k tomam os seguintes valores:

$$\alpha_0 = \sqrt{1 + \frac{0,014}{2,02 \times 0,05}} = 1,067 \quad (211)$$

$$k = \frac{1,067 \times 2,02}{31,50} = 0,068 \quad (212)$$

Como:

$$0,02 \leq k \leq 0,70 \quad (213)$$

e os momentos flectores são negativos, então, de acordo com a Tabela 1:

$$\beta = \frac{1}{1 + 6,0 \left(0,068 - \frac{1}{2500 \times 0,068} \right) + 1,6 \times 0,068^2} = 0,723$$

Em Estado Limite Último:

$$\beta^k = 0,723^{0,068} = 0,978 \geq 0,723 \quad (214)$$

Para todas as secções os valores para o cálculo do factor de redução encontram-se na Tabela 28.

Secção	L_e (m)	$b_0^{inf.}$ (m)	α_0	k	β	β^k
Vão 1	33,15	2,03	1,067	0,065	0,973	0,998
Apoio 1	25,50	2,02	1,067	0,084	0,671	0,967
Vão 2	44,10	2,03	1,067	0,049	0,985	0,999
Apoio 2	31,50	2,02	1,067	0,068	0,723	0,978

Tabela 28 – Coeficiente de redução devido ao efeito de *shear lag* no fundo do caixão

Encurvadura da placa reforçada que constitui o fundo do caixão

Antes de mais é preciso referir que nas secções de vão a placa reforçada que constitui o fundo do caixão está à tracção e por isso é totalmente efectiva no que respeita aos efeitos de encurvadura. Nestas secções os banzos de aço superiores estão à compressão mas são pouco esbeltos (secção de classe 3, equação (215)) e, por isso, são também totalmente efectivos.

$$\frac{c}{t} = \frac{0,45}{0,05} = 9 \leq 11,4 = 14. \varepsilon \quad (215)$$

Deste modo, os efeitos de encurvadura fazem-se sentir apenas na placa reforçada que constitui o fundo do caixão nas secções de apoio.

Área efectiva dos reforços e painéis secundários

Os reforços são constituídos por duas almas e um banzo entre elas. Relativamente à compressão pura, as almas são de classe 2 e os banzos de classe 3 (equações (216) e (217), respectivamente) e, portanto, os reforços são totalmente efectivos.

$$\frac{c}{t} = \frac{295}{10} = 29,5 \leq 30,9 = 38. \varepsilon \quad (216)$$

$$\frac{c}{t} = \frac{341}{10} = 34,1 \leq 34,2 = 42. \varepsilon \quad (217)$$

Todos os painéis secundários da placa reforçada são elementos internos e consideram-se submetidos a uma compressão uniforme o que implica um coeficiente de encurvadura $k_\sigma = 4,0$.

Para o painel entre a alma da secção e o 1º reforço tem-se:

$$\bar{\lambda}_p = \frac{\bar{b}/t}{28,4\varepsilon\sqrt{k_\sigma}} = \frac{0,724/0,050}{28,4 \times 0,814 \times \sqrt{4,0}} = 0,313 \leq 0,673 \quad (218)$$

Logo:

$$\rho = 1,0 \quad (219)$$

O painel é totalmente efectivo.

Para os restantes painéis, os cálculos apresentam-se na Tabela 29.

Painel	\bar{b} (m)	t (m)	k_σ	ε	$\bar{\lambda}_p$	$\bar{\lambda}_p^{lim.}$	ρ
Entre alma da secção e 1º reforço	0,724	0,050	4,0	0,814	0,313	0,673	1,0
Entre almas de um reforço	0,390				0,169		1,0
Entre reforços	0,710				0,307		1,0

Tabela 29 – Área efectiva^p dos painéis secundários

Todos os painéis secundários e reforços são efectivos e assim (Figura 83):

$$A_{c,eff,loc} = A_c \quad (220)$$

O diagrama mostra uma placa horizontal com três reforços transversais representados por retângulos. A placa é apoiada em dois pontos, cujas distâncias das bordas são indicadas como $b_{1,edge} = \frac{b_1}{2}$ e $b_{3,edge} = \frac{b_3}{2}$. Uma linha tracejada ovalada envolve a placa e os reforços, com o rótulo $A_{c,eff,loc} = A_c$ apontando para ela.

Figura 83 – Áreas efectivas^p dos painéis secundários

Comportamento de encurvadura tipo-placa

Para se obter o coeficiente de redução ρ relativo à encurvadura tipo-placa é necessário obter a esbelteza normalizada. Para isso, é preciso calcular a tensão crítica de placa $\sigma_{cr,p}$.

Carga crítica de Placa – $\sigma_{cr,p}$

Nesta fase foi calculada a carga crítica de placa de duas formas:

- Simulação através do programa EBPlate;
- Expressões fornecidas pelo Anexo A do EC3-1-5.

Simulação através do programa EBPlate

Para o cálculo da carga crítica através do EBPlate foi introduzida no programa a geometria da placa reforçada simplesmente apoiada nos quatro bordos. Aplicou-se uma tensão uniforme na placa e nos reforços de 1 MPa na direcção longitudinal nas duas extremidades da placa.

Assim, obteve-se directamente a tensão crítica da placa $\sigma_{cr,p}$.

A Figura 84 apresenta os quatro modos principais de encurvadura e respectivas cargas críticas.

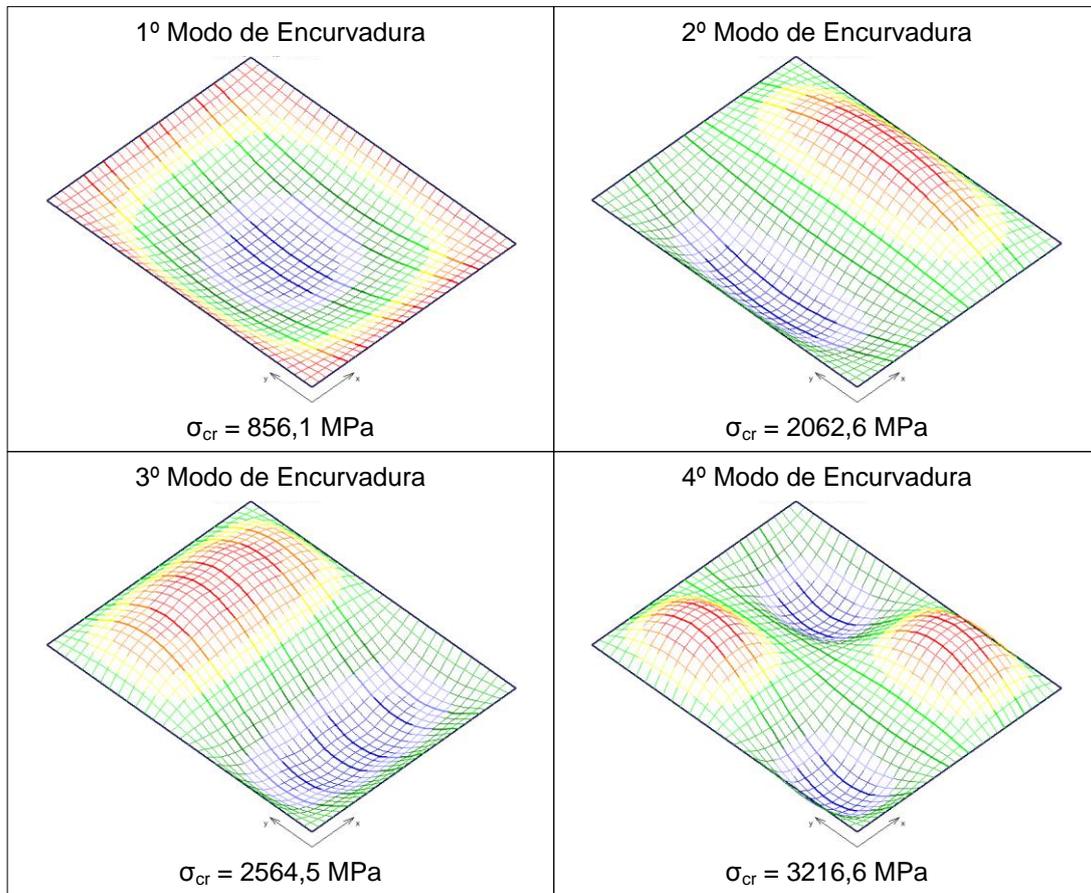


Figura 84 – Modos principais de encurvadura de placa através do EBPlate

O valor de carga crítica de placa associado a este método é então:

$$\sigma_{cr,p} = 856,1 \text{ MPa} \quad (221)$$

Anexo A do EC3-1-5

A tensão crítica de placa através do método preconizado no EC3-1-5 para placas ortotrópicas equivalentes toma o valor de:

$$\sigma_{cr,p} = k_{\sigma,p} \times 190000 \left(\frac{t}{b} \right)^2 \quad (222)$$

Para se determinar o coeficiente de encurvadura de placa $k_{\sigma,p}$ é necessário definir as grandezas geométricas necessárias para calcular os parâmetros γ e δ , ver Figura 85.

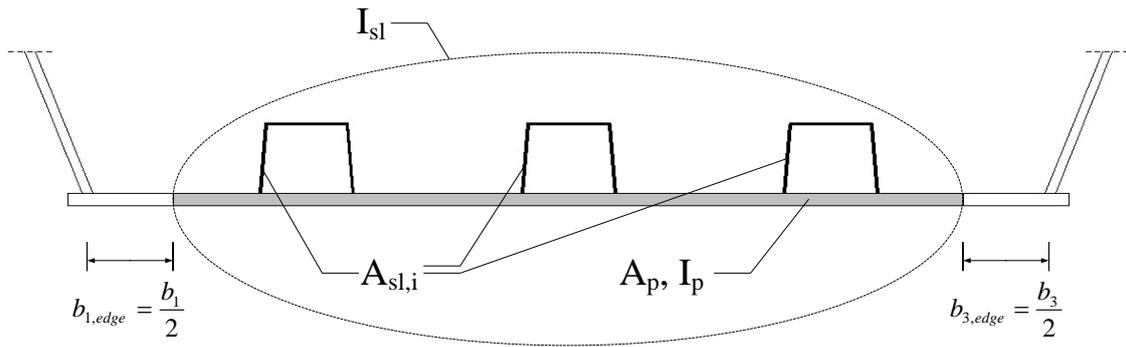


Figura 85 – Grandezas geométricas necessárias para cálculo do coeficiente de encurvadura de placa

Os valores destas grandezas encontram-se na Tabela 30.

$I_{sl} (m^4)$	$160,00 \times 10^{-5}$
$I_p (m^4)$	$4,62 \times 10^{-5}$
$\sum A_{sl} (m^2)$	$2,80 \times 10^{-2}$
$A_p (m^2)$	$20,20 \times 10^{-2}$

Tabela 30 – Valores das grandezas geométricas necessárias para o cálculo do coeficiente de encurvadura de placa

O coeficiente de encurvadura de placa $k_{\sigma,p}$ depende dos parâmetros ψ , α , γ e δ :

$$\psi = 1,0 \text{ (compressão uniforme)} \quad (223)$$

$$\alpha = \frac{a}{b} = \frac{5,25}{4,04} = 1,30 \quad (224)$$

$$\gamma = \frac{I_{sl}}{I_p} = \frac{160,00 \times 10^{-5}}{4,62 \times 10^{-5}} = 34,60 \quad (225)$$

$$\delta = \frac{\sum A_{sl}}{A_p} = \frac{2,80 \times 10^{-2}}{20,20 \times 10^{-2}} = 0,14 \quad (226)$$

Como:

$$\alpha = 1,30 \leq 2,43 = \sqrt[4]{\gamma} \quad (227)$$

Então o coeficiente de encurvadura tem o valor:

$$k_{\sigma,p} = \frac{2 [(1 + \alpha^2)^2 + \gamma - 1]}{\alpha^2 (\psi + 1) (1 + \delta)} = \frac{2 [(1 + 1,30^2)^2 + 34,60 - 1]}{1,30^2 (1 + 1) (1 + 0,14)} = 21,23 \quad (228)$$

E o valor da carga crítica é:

$$\sigma_{cr,p} = 21,23 \times 190000 \times \left(\frac{0,05}{4,04}\right)^2 = 617,9 \text{ MPa} \quad (229)$$

Comparação das cargas críticas dadas pelo EBPlate e pelo Anexo A do EC3-1-5

A carga crítica obtida pelo EBPlate aproxima-se mais da realidade enquanto que as expressões simplificadas fornecidas pelo Anexo A do EC3-1-5 correspondem normalmente a resultados muito conservativos, como se pode observar comparando os valores das cargas críticas obtidas por cada método. Desta forma, foi escolhida a carga crítica obtida através do EBPlate para o dimensionamento da placa que constitui o fundo do caixão.

Neste caso, a carga crítica obtida pelo EBPlate é 38,5% vezes maior que a obtido pelo Anexo A do EC3-1-5:

$$\frac{856,1 - 617,9}{617,9} \times 100 = 38,5\% \quad (230)$$

Coeficiente de redução relativo à encurvadura tipo-placa – ρ

Considerando a a equação (220), o factor $\beta_{A,c}$, que tem em conta a redução dos painéis secundários devido à encurvadura local, toma o valor:

$$\beta_{A,c} = 1,0 \quad (231)$$

Assim, a esbelteza normalizada de placa vem:

$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{1,0 \times 355}{856,1}} = 0,643 \leq 0,673 \quad (232)$$

Logo o coeficiente de redução de placa é:

$$\rho = 1,0 \quad (233)$$

(Se tivesse sido utilizada a carga crítica de placa calculada pelo Anexo A do EC3-1-5, o coeficiente de redução de placa seria $\rho = 0,936$, o que equivale a uma diferença de 6,8%.)

Comportamento de encurvadura tipo-coluna

Para se determinar o coeficiente de redução de coluna χ_c é necessário definir as grandezas geométricas relativas ao reforço mais próximo do bordo do painel submetido à tensão de compressão mais elevada (neste caso, pode ser qualquer um dos reforços de extremidade por se tratar de uma placa uniformemente comprimida) e às zonas da placa adjacentes, ver Figura 86.

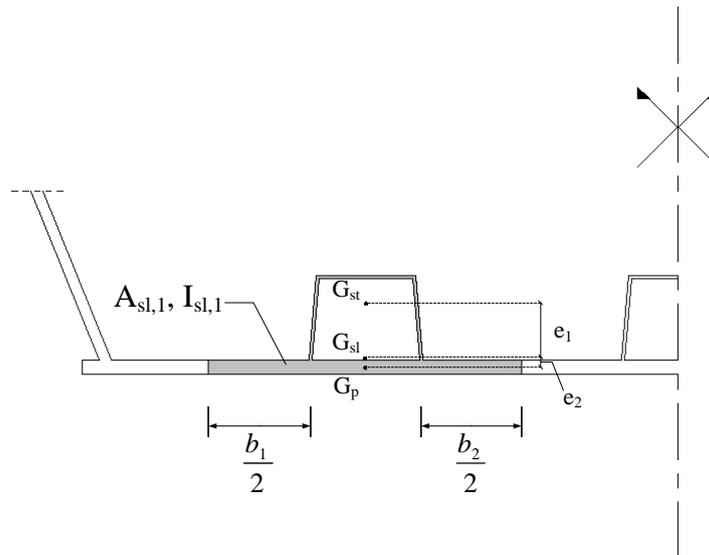


Figura 86 – Grandezas geométricas necessárias para cálculo da carga crítica de coluna

Os valores destas grandezas encontram-se na Tabela 31.

$I_{sl,1} (m^4)$	$5,00 \times 10^{-4}$
$A_{sl} (m^2)$	$6,47 \times 10^{-2}$
$e_1 (m)$	$19,39 \times 10^{-2}$
$e_2 (m)$	$3,26 \times 10^{-2}$

Tabela 31 – Valor das grandezas geométricas necessárias para o cálculo da carga crítica de coluna

Carga crítica de Coluna – $\sigma_{cr,c}$

A carga crítica de coluna é dada por:

$$\sigma_{cr,c} = \sigma_{cr,sl,1} = \frac{\pi^2 E I_{sl,1}}{A_{sl,1} a^2} = \frac{\pi^2 \times 210 \times 10^3 \times 5,0 \times 10^{-4}}{6,47 \times 10^{-2} \times 5,25^2} = 581,1 \text{ MPa} \quad (234)$$

Coefficiente de redução relativo à encurvadura tipo-coluna – χ_c

Como o reforço e as zonas adjacentes são todas efectivas:

$$A_{sl,1,eff} = A_{sl,1} \Rightarrow \beta_{A,c} = 1,0 \quad (235)$$

Assim, a esbelteza normalizada de coluna tem o valor:

$$\bar{\lambda}_c = \sqrt{\frac{\beta_{A,c} f_y}{\sigma_{cr,c}}} = \sqrt{\frac{1,0 \times 355}{581,1}} = 0,782 \quad (236)$$

Para calcular o parâmetro de imperfeição é necessário saber o valor do parâmetro de imperfeição inicial α , o raio de giração i e e .

Para reforços de secção fechada:

$$\alpha = 0,34 \quad (237)$$

O raio de giração é:

$$i = \sqrt{\frac{I_{sl,1}}{A_{sl,1}}} = \sqrt{\frac{5,0 \times 10^{-4}}{6,47 \times 10^{-2}}} = 8,79 \times 10^{-2} \text{ m} \quad (238)$$

A distância e :

$$e = \max(e_1; e_2) = \max(19,39 \times 10^{-2}; 3,26 \times 10^{-2}) = 19,39 \times 10^{-2} \text{ m} \quad (239)$$

Assim, o parâmetro de imperfeição:

$$\alpha_e = \alpha + \frac{0,09}{i/e} = 0,34 + \frac{0,09}{8,79 \times 10^{-2} / 19,39 \times 10^{-2}} = 0,539 \quad (240)$$

A função auxiliar:

$$\begin{aligned} \phi &= 0,5 [1 + \alpha_e (\bar{\lambda}_c - 0,2) + \bar{\lambda}_c^2] = 0,5 \times [1 + 0,539 \times (0,782 - 0,2) + 0,782^2] \\ &= 0,962 \end{aligned} \quad (241)$$

Permite calcular, por fim, o coeficiente de redução:

$$\chi_c = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}_c^2}} = \frac{1}{0,962 + \sqrt{0,962^2 - 0,782^2}} = 0,657 \quad (242)$$

Interacção entre encurvadura tipo-placa e encurvadura tipo-coluna

O parâmetro ξ toma o valor:

$$\xi = \frac{\sigma_{cr,p}}{\sigma_{cr,c}} - 1 = \frac{856,1}{581,1} - 1 = 0,473 \quad (243)$$

Finalmente, o coeficiente de redução para a encurvadura global da placa reforçada:

$$\rho_c = (\rho - \chi_c)\xi(2 - \xi) + \chi_c = (1,0 - 0,657) \times 0,473 \times (2 - 0,473) + 0,657 = 0,905 \quad (244)$$

(Se tivesse sido utilizada a carga crítica de placa calculada pelo Anexo A do EC3-1-5, ξ seria $\xi = \frac{617,9}{581,1} - 1 = 0,063$ e o coeficiente de redução de encurvadura global de placa seria $\rho_c = 0,691$, o que constitui uma diferença de 31,0%.)

Área efectiva^p da placa reforçada

Para o cálculo das propriedades geométricas A_{eff} , I_{eff} e W_{eff} da área efectiva final da secção, a forma mais simples de ter em conta a redução ρ_c da área $A_{c,eff,loc}$ (equação (245)) corresponde a substituir a espessura dos reforços t_{st} e das placas t pelas espessuras afectadas do factor de redução, ou seja, $\rho_c t_{st}$ e $\rho_c t$, respectivamente.

$$A_{c,eff} = \rho_c A_{c,eff,loc} + \sum b_{edge,eff} t \quad (245)$$

As espessuras reduzidas dos reforços e das placas na área $A_{c,eff,loc}$ passam então a ser:

$$\rho_c t_{st} = 0,905 \times 0,01 = 0,00905 \text{ m} = 9,05 \text{ mm} \quad (246)$$

$$\rho_c t = 0,905 \times 0,05 = 0,04525 \text{ m} = 45,25 \text{ mm} \quad (247)$$

Somando a área $A_{c,eff,loc}$ já reduzida por ρ_c com a área efectiva dos painéis de bordo obtém-se a área efectiva^p final $A_{c,eff}$, representada na Figura 87:

$$A_{c,eff} = 0,210 \text{ m}^2 \quad (248)$$

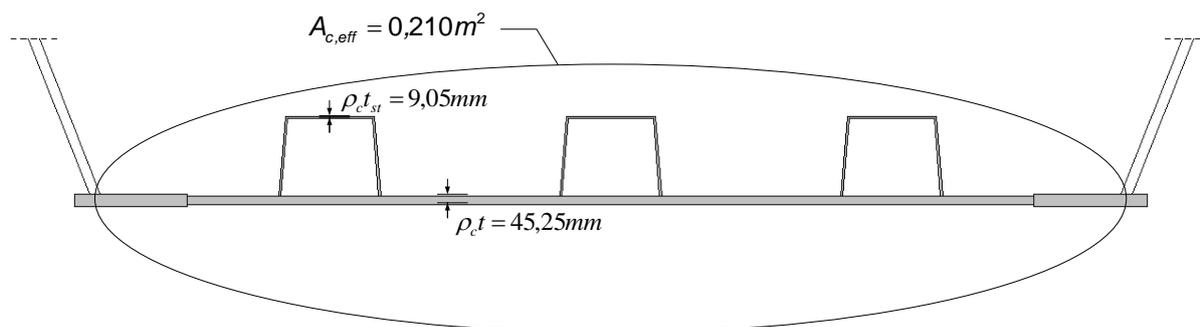


Figura 87 – Área efectiva^p da placa reforçada

Área efectiva tendo em conta o efeito de shear lag e a encurvadura de placa

Para se obter a área efectiva da placa reforçada A_{eff} é necessário afectar a área efectiva^p final $A_{c,eff}$ pelo coeficiente de shear lag β^k da secção respectiva:

$$A_{eff} = A_{c,eff} \beta^k \quad (249)$$

6.1.1.2 Cálculo de Momentos Flectores Resistentes

Os momentos flectores resistentes das secções foram calculados através de uma folha de cálculo de avaliação das resistências de secções mistas, em que o betão, o aço estrutural e o aço das armaduras respeitam as leis constitutivas apresentadas na secção 2.4.

Para este cálculo foi necessário introduzir a geometria da secção mista e os coeficientes de redução de shear lag e encurvadura das respectivas secções, que se encontram na Tabela 32.

	ρ_c	β^k
Vão 1	1,0	0,998
Apoio 1	0,905	0,967
Vão 2	1,0	0,999
Apoio 2	0,905	0,978

Tabela 32 – Coeficientes de redução de shear lag e de encurvadura para cálculo dos momentos resistentes

Os momentos resistentes que resultaram deste cálculo (com $\gamma_{M1} = 1,1$) encontram-se na Tabela 33.

	$M_{Rk} (kNm)$	$M_{Rd} (kNm)$
Vão 1	161240	146582
Apoio 1	-141060	-128236
Vão 2	161390	146718
Apoio 2	-142420	-129473

Tabela 33 – Momentos resistentes

6.1.1.3 Verificação de Segurança

$$\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} \leq 1,0 \quad (250)$$

Para a secção do Apoio 2:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} = \frac{-112951}{-129473} = 0,87 \leq 1,0 \quad (251)$$

Para as restantes secções a verificação de segurança encontra-se na Tabela 34, em que se apresentam os factores de segurança dados por $\frac{M_{Rd}}{M_{Ed}}$.

	$M_{Ed} (kNm)$	$M_{Rd} (kNm)$	factor de segurança
Vão 1	44464	146582	3,30
Apoio 1	-98483	-128236	1,30
Vão 2	86023	146718	1,71
Apoio 2	-112951	-129473	1,15

Tabela 34 – Verificação de segurança ao momento flector

Caso se tivesse sido utilizada a carga crítica de placa calculada pelo Anexo A do EC3-1-5 o momento flector resistente da secção do Apoio 2 seria $M_{Rd} = -106441 kNm$, e o factor de segurança seria de 0,94, não verificando portanto a segurança à flexão .

6.1.2 Esforço Transverso – Instabilidade das Almas

Em primeiro lugar é necessário avaliar se as almas têm de ser verificadas à encurvadura. Dado que a alma é reforçada transversalmente, é necessário verificar a seguinte condição:

$$\frac{h_w}{t_w} < \frac{31}{\eta} \varepsilon \sqrt{k_\tau} \quad (252)$$

em que se torna necessário conhecer o coeficiente de encurvadura por esforço transverso k_τ . Sendo a altura inclinada das almas:

$$h_w = \frac{h_w^{vertical}}{\cos 21,8^\circ} = \frac{1,8}{\cos 21,8^\circ} = 1,94 m \quad (253)$$

E a distância entre reforços transversais:

$$a = 5,25 m \quad (254)$$

Então:

$$\frac{a}{h_w} = \frac{5,25}{1,94} = 2,71 \geq 1 \quad (255)$$

E, conseqüentemente:

$$k_{\tau} = 5,34 + 4,00 \left(\frac{h_w}{a} \right)^2 = 5,34 + 4,00 \left(\frac{1,94}{5,25} \right)^2 = 5,89 \quad (256)$$

Uma vez que o aço das almas é de classe S355:

$$\eta = 1,2 \quad (257)$$

E a espessura das almas nos apoios:

$$t_{w,apoio} = 40 \text{ mm} \quad (258)$$

Então:

$$\frac{1,94}{0,04} = 48,5 < 51,0 = \frac{31}{1,2} \times 0,814 \times \sqrt{5,89} \quad (259)$$

Conclui-se então que, na verificação ao ELU de esforço transversal das almas, não é necessário ter em conta o efeito de encurvadura destas (e, por isso, o coeficiente γ_M a ter em conta para o cálculo da resistência das almas é γ_{M0}).

Assumindo que o esforço transversal é resistido na totalidade pelas duas almas, tem-se:

$$V_{Rd} = V_{bw,Rd} = 2 \frac{h_w^{vertical} t_w f_{yw}}{\gamma_{M0} \sqrt{3}} = 2 \times \frac{1,8 \times 0,04 \times 355 \times 10^3}{1,0 \times \sqrt{3}} = 29514 \text{ kN} \quad (260)$$

Verifica-se que a secção do Apoio 2 está em segurança relativamente ao esforço transversal:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} = \frac{10257}{29514} = 0,35 \leq 1,0 \quad (261)$$

Os factores de segurança para as secções dos Apoios 1 e 2 encontram-se na Tabela 35.

	V_{Ed} (kN)	V_{Rd} (kN)	factor de segurança
Apoio 1	9792	29514	3,01
Apoio 2	10257	29514	2,88

Tabela 35 – Verificação de segurança ao esforço transversal com $t_{w,apoio} = 40 \text{ mm}$

Contudo, constata-se desta Tabela que os factores de segurança são muito elevados, o que significa que a espessura das almas está sobredimensionada no que respeita à resistência destas no ELU. Assim, é avaliado um novo esforço transversal resistente com almas de 25 mm de espessura em que já necessário ter em conta o efeito de encurvadura em relação a este esforço.

Sendo apenas função da altura da alma e da distância entre reforços transversais, o coeficiente de encurvadura mantém-se:

$$k_{\tau} = 5,89 \quad (262)$$

Como:

$$\frac{1,94}{0,025} = 77,6 > 51,0 = \frac{31}{1,2} \times 0,814 \times \sqrt{5,89} \quad (263)$$

então é necessário verificar as almas à encurvadura.

O parâmetro de esbelteza normalizada tem o valor de:

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_w}{37,4 t_w \varepsilon \sqrt{k_\tau}} = \frac{1,94}{37,4 \times 0,025 \times 0,814 \times \sqrt{5,89}} = 1,050 \quad (264)$$

Dado que todos os painéis, incluindo os de extremidade, possuem reforços rígidos:

$$\chi_w = \frac{0,83}{\bar{\lambda}_w} = \frac{0,83}{1,05} = 0,790 \quad (265)$$

Assim, o esforço transversal resistente do conjunto das duas almas é:

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} = 2 \frac{\chi_w h_w^{vertical} t_w f_{yw}}{\gamma_{M1} \sqrt{3}} = 2 \times \frac{0,790 \times 1,8 \times 0,025 \times 355 \times 10^3}{1,1 \times \sqrt{3}} = 13250 \text{ kN} \quad (266)$$

Verifica-se que a secção do Apoio 2 está em segurança relativamente ao esforço transversal:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} = \frac{10257}{13250} = 0,77 \leq 1,0 \quad (267)$$

Os factores de segurança para as secções dos Apoios 1 e 2 encontram-se na Tabela 36.

	V_{Ed} (kN)	V_{Rd} (kN)	factor de segurança
Apoio 1	9792	13250	1,35
Apoio 2	10257	13250	1,29

Tabela 36 – Verificação de segurança ao esforço transversal com $t_{w,apoio} = 25 \text{ mm}$

6.1.3 Conectores

A conexão entre cada banzo superior da estrutura metálica e a laje de betão é feita através de alinhamentos de 4 pernos de cabeça com diâmetro $d = 22 \text{ mm}$, altura $h_{sc} = 170 \text{ mm}$ e resistência última $f_u = 450 \text{ MPa}$, espaçados de 200 mm na direcção transversal e com conexão total.

Cada conector tem uma força resistente dada por:

$$P_{Rd} = \min(P_{Rd}^{(1)}; P_{Rd}^{(2)}) \quad (268)$$

em que:

$P_{Rd}^{(1)}$ – força resistente correspondente à rotura por corte do perno de cabeça;

$P_{Rd}^{(2)}$ – força resistente correspondente ao esmagamento local do betão em torno do conector.

com:

$$P_{Rd}^{(1)} = \frac{0,8 f_u \pi \frac{d^2}{4}}{\gamma_V} = \frac{0,8 \times 450 \times \pi \times \frac{22^2}{4}}{1,25} \times 10^{-3} = 109,5 \text{ kN} \quad (269)$$

$$P_{Rd}^{(2)} = \frac{0,29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}}}{\gamma_V} = \frac{0,29 \times 1,0 \times 22^2 \times \sqrt{35 \times 34 \times 10^3}}{1,25} \times 10^{-3} = 122,5 \text{ kN} \quad (270)$$

onde:

$$\alpha = \begin{cases} 0,2 \left(\frac{h_{sc}}{d} + 1 \right) & \text{para } 3 \leq \frac{h_{sc}}{d} \leq 4 \\ 1,0 & \text{para } \frac{h_{sc}}{d} > 4 \end{cases} \quad (271)$$

Dado que:

$$\frac{h_{sc}}{d} = \frac{170}{22} = 7,7 > 4 \quad (272)$$

$$\alpha = 1,0 \quad (273)$$

Assim, a força resistente de cada conector tem o valor:

$$P_{Rd} = \min(109,5; 122,5) = 109,5 \text{ kN} \quad (274)$$

Para se calcular o espaçamento longitudinal entre alinhamentos de conectores foram calculados os fluxos de corte correspondentes aos esforços transversos das várias acções, tendo em conta a secção homogeneizada respectiva, de acordo com a expressão:

$$f = \frac{VS}{I} \quad (275)$$

Este fluxo foi calculado com a laje não fissurada, de acordo com a cláusula 6.6.2.1(2) do EC4-2.

O andamento do fluxo de corte, na superfície de interacção entre os banzos superior e a laje de betão, ao longo do tabuleiro encontra-se na Figura 88.

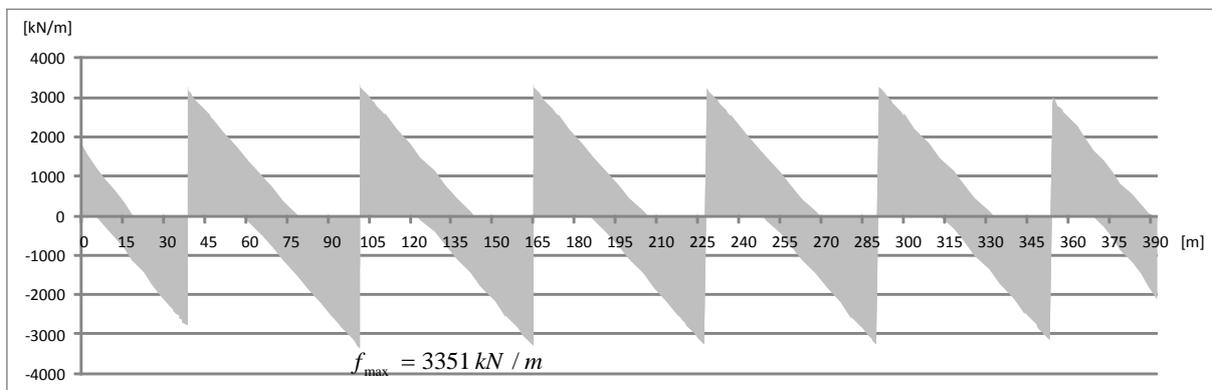


Figura 88 – Fluxo de corte ao longo do tabuleiro

O espaçamento longitudinal entre alinhamentos de conectores necessário é obtido através da expressão:

$$e [m] \leq \frac{nP_{Rd}}{f} = \frac{2 \times 4 \times 109,5}{f} = \frac{876}{f [kN/m]} \quad (276)$$

Para a secção do Apoio 2, que é onde ocorre o fluxo de corte máximo, o espaçamento entre conectores é dado por:

$$e \leq \frac{876}{3351} = 0,26 \text{ m} \quad (277)$$

Optou-se por um espaçamento entre conectores de $e = 0,225 \text{ m}$ sobre os apoios e de $e = 0,375 \text{ m}$ nas zonas com menor fluxo de corte. A resistência ao fluxo de corte correspondente à distribuição de conectores adoptada apresenta-se (a preto) na Figura 89, onde o sinal dos fluxos com valor negativo é invertido, para mais fácil entendimento.

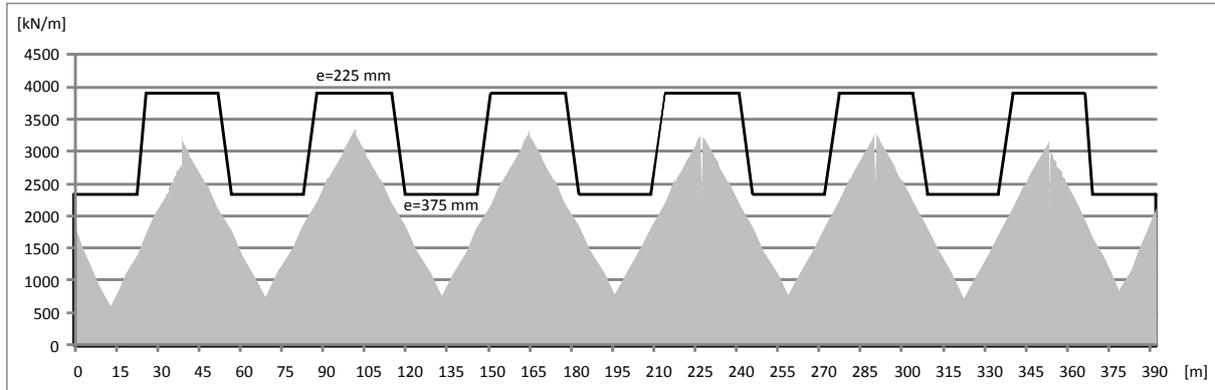


Figura 89 – Afastamento longitudinal entre alinhamentos de conectores

Armaduras transversais

De acordo com a cláusula 6.6.6.1(1) do EC4-2, devem ser calculadas armaduras transversais para garantir que não ocorre rotura prematura do betão devido ao fluxo de corte longitudinal.

Nas superfícies de rotura A-A e B-B, representadas na Figura 90, a armadura por unidade de comprimento deve satisfazer:

$$\frac{A_{sf}}{s_f} \geq \frac{f}{f_{yd} \cdot \cot \theta_f} \quad (278)$$

Calculando para a secção de Apoio 2 e assumindo um ângulo $\theta_f = 45^\circ$, tem-se, sobre cada alma:

$$\frac{A_{sf}}{s_f} \geq \frac{3351/2}{435 \times 10^3 \times 1} \times 10^4 = 38,52 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (279)$$

Na superfície de rotura A-A a armadura resistente é:

$$\begin{aligned} \frac{A_{sf}}{s_f} &= A_b + A_t + A_{sw} = (\emptyset 12//150) + (\emptyset 16//150 + \emptyset 16//150) + (\emptyset 10//150) \\ &= 7,54 + 2 \times 13,40 + 5,24 = 39,58 \text{ cm}^2/\text{m} \geq 38,52 \text{ cm}^2/\text{m} \end{aligned} \quad (280)$$

Adoptando uma armadura transversal em cima do banzo de aço composta por $\emptyset 16//150$ tem-se, para a superfície de rotura B-B, uma armadura resistente de:

$$\begin{aligned} \frac{A_{sf}}{s_f} &= 2A_b + 2A_{bh} = 2 \times (\emptyset 12//150) + 2 \times (\emptyset 16//150) = 2 \times 7,54 + 2 \times 13,40 \\ &= 41,88 \text{ cm}^2/\text{m} \geq 38,52 \text{ cm}^2/\text{m} \end{aligned} \quad (281)$$

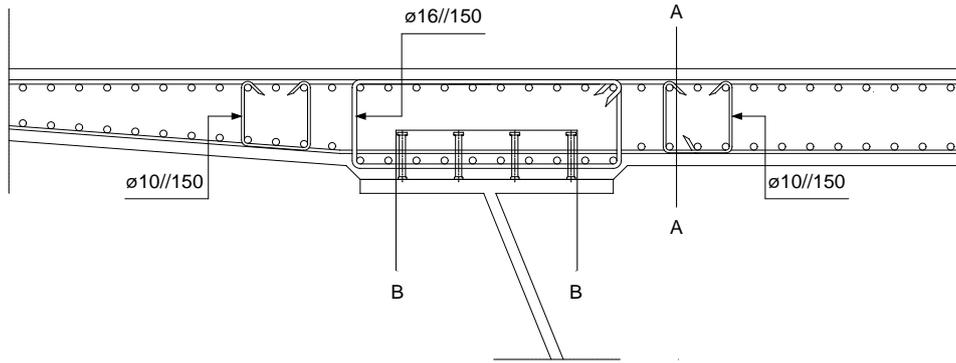


Figura 90 – Armaduras transversais que resistem ao fluxo de corte longitudinal

6.2 Verificação dos Estados Limites de Serviço

Na Tabela 37 apresenta-se um resumo dos esforços actuantes a ter em consideração para as verificações de segurança dos Estados Limites de Serviço (ELS).

Secção	$V_{caract.} (kN)$	$M_{caract.} (kNm)$
Vão 1	-	30632
Apoio 1	6961	-72689
Vão 2	-	59976
Apoio 2	7295	-82754

Tabela 37 – Esforços actuantes em ELS na direcção longitudinal

6.2.1 Tensões em Serviço

6.2.1.1 Tensões no aço estrutural

As tensões em serviço foram calculadas de acordo com a metodologia explicada na secção 3.4 através da tensão de comparação de von Mises:

$$\sigma_{comp.} = \sqrt{(\sigma_{f0} + \sigma_{f1} + \sigma_{d2})^2 + 3(\tau_{V0} + \tau_{V1} + \tau_{T2})^2} \leq \frac{f_y}{1,0} \quad (282)$$

Os pontos da secção que podem ser condicionantes para o dimensionamento apresentam-se na Figura 91.

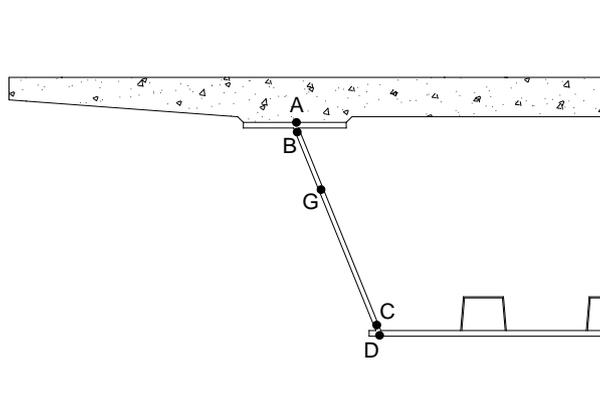


Figura 91 – Pontos de verificação das tensões em serviço numa secção transversal do tabuleiro

No ponto G as tensões normais de flexão e distorção são nulas. No entanto, torna-se conveniente verificar as tensões neste ponto por ser nele que ocorrem as tensões tangenciais máximas devido ao esforço transversal.

Nos vãos o esforço transversal é muito baixo e por isso as tensões tangenciais devido ao esforço transversal são desprezáveis e não serão calculadas.

De seguida é calculada a tensão de comparação para todos os pontos condicionantes da secção do Apoio 2 e apresentado um quadro resumo para as restantes secções.

Tensões normais

As tensões normais de flexão são calculadas através de uma folha de cálculo de tensões em secções mistas considerando as leis constitutivas dos materiais apresentadas na secção 2.4. Na obtenção das tensões são tidas em conta as secções correspondentes às etapas e sequência de construção. O peso próprio da secção metálica e da laje de betão são resistidos pela secção metálica, enquanto que as restantes cargas permanentes, a retracção, a variação diferencial de temperatura e as sobrecargas são resistidas pela secção mista correspondente a cada carregamento, considerando o efeito da fluência.

As secções foram também afectadas do coeficiente de *shear lag* para o ELS calculado na Tabela 28 e resumido na Tabela 38.

Secção	β
Vão 1	0,973
Apoio 1	0,671
Vão 2	0,985
Apoio 2	0,723

Tabela 38 – *Shear lag* em ELS

Tensões normais de flexão - σ_{f0}

Para o Apoio 2 as parcelas do momento flector característico referentes às diferentes acções excepto as sobrecargas rodoviárias encontram-se na Tabela 39.

Secção	M_{PP} (kNm)	M_{RCP} (kNm)	$M_{Retracção}$ (kNm)	M_{SCpass} (kNm)	$M_{0,6\Delta T_d}$ (kNm)
Apoio 2	-41153	-7040	-7904	-640	-5759

Tabela 39 – Parcelas do momento flector característico referentes às diferentes acções

Estes momentos provocam as variações de tensões normais apresentadas na Tabela 40.

Ponto	$\Delta\sigma_{PP}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{RCP}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{Retracção}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{SCpass+0,6\Delta T_d}$ (MPa)	σ_{f0} (MPa)
A	190,7	15,7	17,6	14,2	238,2
B	182,3	14,8	16,6	13,4	227,1
C	-120,0	-17,5	-19,6	-15,8	-172,9
D	-128,3	-18,4	-20,6	-16,8	-184,2

Tabela 40 - Tensões normais de flexão σ_{f0} da secção do Apoio 2

Tensões normais de flexão devido às sobrecargas rodoviárias σ_{f1} e σ_{f2}

As posições das sobrecargas rodoviárias que provocam a flexão máxima e a torção máxima apresentam-se na Figura 92.

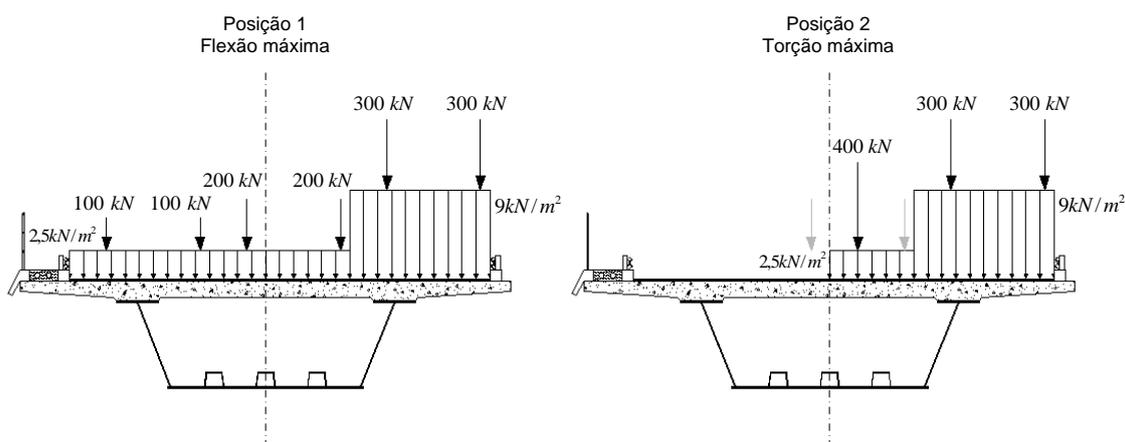


Figura 92 – Posições das sobrecargas que provocam a flexão máxima e a torção máxima

Para o Apoio 2 as parcelas do momento flector característico referentes às sobrecargas rodoviárias que provocam a flexão máxima encontram-se na Tabela 41.

Secção	$M_{UDL,1}$ (kNm)	$M_{TS,1}$ (kNm)
Apoio 2	-14929	-5329

Tabela 41 – Parcelas do momento flector característico referentes às sobrecargas rodoviárias na posição que provoca a flexão máxima

A torção máxima é obtida carregando o veículo tipo e a sobrecarga uniforme mais gravosos do lado da consola com separador central e carregando o restante tabuleiro até ao eixo de simetria com a sobrecarga uniforme mínima e com a resultante do segundo veículo típico mais gravoso.

Assim, as razões entre os momentos flectores e, conseqüentemente, as variações de tensões normais devido ao carregamento que provoca a torção máxima e o carregamento que provoca a flexão máxima são:

$$\frac{\Delta\sigma_{UDL_2}}{\Delta\sigma_{UDL_1}} = \frac{9 \times 3 + 2,5 \times 1,8}{9 \times 3 + 2,5 \times 6} = 0,75 \quad (283)$$

$$\frac{\Delta\sigma_{TS_2}}{\Delta\sigma_{TS_1}} = \frac{2 \times 300 + 400}{2 \times 300 + 2 \times 200 + 2 \times 100} = 0,83 \quad (284)$$

As tensões normais de flexão correspondentes às duas posições encontram-se na Tabela 42:

Ponto	$\Delta\sigma_{UDL_1}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{TS_1}$ (MPa)	σ_{f1} (MPa)	$\Delta\sigma_{UDL_2}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{TS_2}$ (MPa)	σ_{f2} (MPa)
A	33,2	11,8	45,0	24,9	9,8	34,7
B	31,3	11,2	42,5	23,5	9,3	32,8
C	-36,8	-13,2	50,0	-27,6	-11,0	-38,6
D	-38,7	-13,8	52,5	-29,0	-11,5	-40,5

Tabela 42 - Tensões normais de flexão σ_{f1} e σ_{f2} da secção do Apoio 2

Tensões normais de distorção devido às sobrecargas rodoviárias na posição 2 - σ_{d2}

Para a avaliação da distorção foi utilizado o método descrito no capítulo 3.4.

Em primeiro lugar foi feita a homogeneização da alma e do banzo inferior para betão:

$$t_{a,apoio}^* = \frac{210}{34} \times 0,04 = 6,18 \times 0,04 = 0,25 \text{ m} \quad (285)$$

$$t_{a,vao}^* = 6,18 \times 0,02 = 0,12 \text{ m} \quad (286)$$

$$t_i^* = 6,18 \times 0,05 = 0,31 \text{ m} \quad (287)$$

Para definir os ábacos a utilizar é necessário calcular as seguintes relações geométricas das secções homogeneizadas em betão:

- No apoio:

$$\frac{t_s}{b_s} = \frac{0,40}{5,5} \approx \frac{1}{14}; \frac{t_i}{b_i} = \frac{0,31}{4,04} \approx \frac{1}{13}; \frac{t_a}{d} = \frac{0,25}{2,08} \approx \frac{1}{8}; b_s = \frac{5,5}{10,5} \approx \frac{1}{2} \quad (288)$$

- No vão:

$$\frac{t_s}{b_s} = \frac{0,40}{5,5} \approx \frac{1}{14}; \frac{t_i}{b_i} = \frac{0,31}{4,06} \approx \frac{1}{13}; \frac{t_a}{d} = \frac{0,12}{2,08} \approx \frac{1}{17}; \frac{b_s}{b} = \frac{5,5}{10,5} \approx \frac{1}{2} \quad (289)$$

Para a utilização dos ábacos estes valores foram aproximados para:

- No apoio:

$$\frac{t_s}{b_s} = \frac{1}{20}; \frac{t_i}{b_i} = \frac{1}{20}; \frac{t_a}{d} = \frac{1}{10}; b_s = \frac{1}{2} \quad (290)$$

- No vão:

$$\frac{t_s}{b_s} = \frac{1}{20}; \frac{t_i}{b_i} = \frac{1}{20}; \frac{t_a}{d} = \frac{1}{15}; b_s = \frac{1}{2} \quad (291)$$

Definidos os ábacos, é necessário, para obter as razões R , saber os parâmetros que se seguem:

$$\varphi = 21,8^\circ \approx 20^\circ \quad (292)$$

$$\frac{b}{d} = \frac{10,5}{2,08} \approx 5,1 \quad (293)$$

$$\frac{l}{d} = \frac{63}{2,08} = 30,3 \approx 30 \quad (294)$$

$$\frac{e_q}{b} = \frac{-0,21}{10,5} = -0,02 \quad (295)$$

$$\frac{e_Q}{b} = \frac{0,35}{10,5} = 0,03 \quad (296)$$

A partir destas relações geométricas, parâmetros e dos ábacos que se apresentam no Anexo A, obtêm-se as razões R , no apoio e no vão, apresentadas na Tabela 43.

Secção	Carga	R_1	R_2	R_m	R (%)
Apoio	q	2,3	2,2	1,01	5,1
	$Q_{1/5}$	13,0	2,8	0,96	34,9
	$Q_{1/2}$	1,8	0	0,96	0
Vão	q	7,0	0	0,97	0
	$Q_{1/2}$	3,8	13,2	1,03	51,7

Tabela 43 – Razões R entre as tensões de distorção e de flexão

Se forem tidos em conta os diafragmas colocados no vão:

$$\frac{a}{d} = \frac{5,25}{2,08} = 2,5 \quad (297)$$

Para a determinação do coeficiente R_2 , foi tomada em consideração a curva com uma relação $a/d = 15$, por ser a menor que o ábaco apresenta.

Os valores de R_2 e de R tendo em conta os diafragmas colocados no vão apresentam-se na Tabela 44.

Secção	Carga	R_2	R (%)
Apoio	q	9,3	21,6
	$Q_{1/5}$	8,2	102,3
	$Q_{1/2}$	5,9	10,2
Vão	q	9,5	64,5
	$Q_{1/2}$	28,9	208,4

Tabela 44 – Razões R tendo em conta os diafragmas colocados no vão

No apoio, a razão R para cargas pontuais foi tomada como o maior valor entre a carga aplicada a 1/5 de vão e a 1/2 de vão.

É também de referir que os ábacos calculam a razão R apenas para o ponto **B** na secção de apoio e apenas para o ponto **C** na secção de vão, No entanto, foi assumida uma razão R igual para todos os pontos da secção respectiva.

Para a secção do Apoio 2 as tensões de distorção relativas à posição 2 apresentam-se na Tabela 45.

Ponto	$\Delta\sigma'_{UDL_2}$ (MPa)	$\Delta\sigma'_{TS_2}$ (MPa)	R_q (%)	R_Q (%)	$\Delta\sigma_{d,UDL_2}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{d,TS_2}$ (MPa)	σ_{d2} (MPa)
A	0,2	0,8	21,6	102,3	0,0	0,8	0,9
B	0,2	0,8			0,0	0,8	0,8
C	-0,2	-0,9			-0,0	-0,9	-1,0
D	-0,2	-1,0			-0,0	-1,0	-1,0

Tabela 45- Tensões de distorção σ_{d2}

A redução das tensões de distorção é de aproximadamente 80%, pois sem diafragmas a tensão de distorção no ponto D seria $\sigma_{d2} = -5,5 \text{ MPa}$.

Tensões tangenciais

Para o cálculo das tensões tangenciais nos pontos condicionantes foi homogeneizada a secção mista em aço tendo em conta o efeito da fluência para cada tipo de acção, como explicado na secção 4.2. No entanto, para ter em conta que a secção é fechada, a homogeneização afecta a espessura da laje e não a sua largura como feito anteriormente.

Tensões tangenciais devido ao esforço transversal - τ_{V0} e τ_{V1}

As parcelas do esforço transversal característico referentes às diferentes acções excepto as sobrecargas rodoviárias encontram-se na Tabela 46 e as parcelas referentes às sobrecargas rodoviárias na posição que provoca a flexão máxima na Tabela 47.

Secção	V_{PP} (kN)	V_{RCP} (kN)	$V_{Retracção}$ (kN)	V_{SCpass} (kN)	$V_{0,6\Delta T_d}$ (kN)
Apoio 2	3890	682	0	62	17

Tabela 46 – Parcelas do esforço transversal característico referentes às diferentes acções

Secção	$V_{UDL,1}$ (kN)	$V_{TS,1}$ (kN)
Apoio 2	1452	1192

Tabela 47 – Parcelas do esforço transversal característico referentes às sobrecargas rodoviárias na posição que provoca a flexão máxima

Apesar da estrutura metálica ter uma secção ser aberta, ela encontra-se contraventada até à betonagem da laje e o fluxo deve ser calculado para uma secção fechada. Aproximou-se então a estrutura metálica contraventada à estrutura mista homogeneizada para acções lentas.

Os fluxos de corte relativos aos esforços transversos da Tabela 46 apresentam-se na Tabela 48. As respectivas tensões e a tensão tangencial τ_{V0} apresentam-se na Tabela 49.

Ponto	f_{PP} (kN/m)	f_{RCP} (kN/m)	$f_{Retracção}$ (kN/m)	f_{SCpass} (kN/m)	$f_{0,6\Delta T_d}$ (kN/m)
A	483,2	84,7	0,0	8,8	2,4
B	949,9	166,6	0,0	16,9	4,6
G	1106,1	194,0	0,0	17,4	4,7
C	951,3	166,8	0,0	14,1	3,8
D	951,3	166,8	0,0	14,1	3,8

Tabela 48 – Fluxos de corte relativos ao esforço transversal característico das diferentes acções

Ponto	e (mm)	$\Delta\tau_{PP}$ (MPa)	$\Delta\tau_{RCP}$ (MPa)	$\Delta\tau_{Retracção}$ (MPa)	$\Delta\tau_{SCpass}$ (MPa)	$\Delta\tau_{0,6\Delta T_d}$ (MPa)	τ_{V0} (MPa)
A	50	9,7	1,7	0,0	0,2	0,0	11,6
B	40	23,7	4,2	0,0	0,4	0,1	28,4
G	40	27,7	4,8	0,0	0,4	0,1	33,1
C	40	23,8	4,2	0,0	0,4	0,1	28,4
D	50	19,0	3,3	0,0	0,3	0,1	22,7

Tabela 49 – Tensão tangencial τ_{V0}

Os fluxos de corte relativos aos esforços transversos da Tabela 47, respectivas tensões e a tensão tangencial τ_{V1} apresentam-se na Tabela 50.

Ponto	f_{UDL} (kN/m)	f_{TS} (kN/m)	e (mm)	$\Delta\tau_{UDL}$ (MPa)	$\Delta\tau_{TS}$ (MPa)	τ_{V1} (MPa)
A	204,6	168,0	50	4,1	3,4	7,5
B	395,3	324,7	40	9,9	8,1	18,0
G	406,8	334,2	40	10,2	8,4	18,5
C	329,3	270,5	40	8,2	6,8	15,0
D	329,3	270,5	50	6,6	5,4	12,0

Tabela 50 – Tensão tangencial τ_{V0}

Tensões tangenciais devido à torção máxima - τ_{T2}

O carregamento na posição 2 (ver Figura 92) provoca uma torção máxima por metro linear (assumindo que toda a carga relativa aos veículo tipo está carregada numa faixa de 1 m e sem degradação das cargas, do lado da segurança) com o valor:

$$T = (9 \times 3 \times 1) \times 3,3 + (2,5 \times 1,8 \times 1) \times 0,9 + 300 \times 4,6 + 300 \times 2,6 + 400 \times 0,6$$

$$= 2493 \text{ kNm} \quad (298)$$

Este momento torsor provoca, na secção de Apoio 2, um fluxo de corte constante nas paredes do caixão de:

$$f = \frac{T}{2A_m} = \frac{2493}{2 \times 9,07} = 138 \text{ kN/m} \quad (299)$$

As tensões tangenciais devido a este momento torsor apresentam-se na Tabela 51.

Ponto	f (kN/m)	e (mm)	τ_{T2} (MPa)
A	138	50	2,8
B		40	3,4
G		40	3,4
C		40	3,4
D		50	2,8

Tabela 51 – Tensões tangenciais devido ao momento torsor relativo ao carregamento que provoca a torção máxima da secção do Apoio 2

Tensões de comparação

Na Tabela 52 apresentam-se as tensões de comparação relativas a todos os pontos da secção do Apoio 2 e os factores de segurança respectivos.

Ponto	σ_{f0} (MPa)	σ_{f1} (MPa)	σ_{d2} (MPa)	τ_{V0} (MPa)	τ_{V1} (MPa)	τ_{T2} (MPa)	$\sigma_{comp.}$ (MPa)	f_y (MPa)	f. s.
A	238,2	45,0	0,9	11,6	7,5	2,8	301,0	335	1,17
B	227,1	42,5	0,8	28,4	18,0	3,4	297,1	355	1,25
G	0,0	0,0	0,0	33,1	18,5	3,4	95,3	355	3,73
C	-172,9	-50,0	-1,0	28,4	15,0	3,4	253,5	355	1,49
D	-184,2	-52,5	-1,0	22,7	12,0	2,8	262,9	335	1,36

Tabela 52 – Verificação de segurança das tensões em serviço no aço na secção de Apoio 2

Apresenta-se, na Tabela 53, um resumo das tensões de comparação e dos factores de segurança do ponto mais condicionante para cada secção.

Secção	Ponto	σ_{f0} (MPa)	σ_{f1} (MPa)	σ_{d2} (MPa)	τ_{V0} (MPa)	τ_{V1} (MPa)	τ_{T2} (MPa)	$\sigma_{comp.}$ (MPa)	f_y (MPa)	f. s.
Vão 1	D	31,3	34,5	2,9	0,0	0,0	2,7	107,3	335	4,86
Apoio 1	A	200,4	40,1	1,0	10,8	7,4	2,8	259,2	335	1,37
Vão 2	D	79,7	53,1	3,9	0,0	0,0	2,7	191,5	335	2,45
Apoio 2	A	238,2	45,0	0,9	11,6	7,5	2,8	301,0	335	1,17

Tabela 53 – Verificação de segurança das tensões em serviço no aço de cada secção

6.2.1.2 Tensões na laje de betão

As tensões de compressão na laje de betão nas secções de vão foram obtidas da mesma forma que as tensões normais no aço estrutural.

A tensão limite para a compressão no betão é:

$$\sigma_{c,lim} = 0,6f_{ck} = 0,6 \times 35 = 21 \text{ MPa} \quad (300)$$

As tensões de compressão na laje de betão nas secções do Vão 1 e do Vão 2 e o factor de segurança respectivo encontram-se na Tabela 54.

	$M_{caract.}$ (kNm)	σ_c (MPa)	$\sigma_{c,lim}$ (MPa)	factor de segurança
Vão 1	30632	-1,9	-21,0	11,05
Vão 2	59976	-2,8		7,50

Tabela 54 – Verificação de segurança das tensões em serviço na laje de betão

6.2.1.3 Tensões nas armaduras

As tensões de tracção nas armaduras nas secções de apoio foram obtidas da mesma forma que as tensões normais no aço estrutural.

A tensão limite para a tracção nas armaduras é:

$$\sigma_{a,lim} = 0,8f_{yk} = 0,8 \times 500 = 400 \text{ MPa} \quad (301)$$

As tensões de tracção nas armaduras nas secções do Apoio 1 e do Apoio 2 e o factor de segurança respectivo encontram-se na Tabela 55.

	$M_{caract.} (kNm)$	$\sigma_a (MPa)$	$\sigma_{a,lim} (MPa)$	factor de segurança
Apoio 1	-72689	122,9	400	3,25
Apoio 2	-82754	124,4		3,21

Tabela 55 – Verificação de segurança das tensões em serviço nas armaduras

De acordo com a cláusula 7.2(5) do EC2-1-1 considera-se que um nível de deformação ou deformação inaceitável é evitado dado que as tensões de tracção nas armaduras estão dentro do limite. Assim, no betão estão verificados os estados limites de fendilhação e deformação.

6.2.2 Força nos conectores

A força instalada em serviço em cada conector não deve exceder:

$$P_{lim} = 0,75P_{Rd} = 0,75 \times 109,5 = 82,1 \text{ kN} \quad (302)$$

Na secção de Apoio 2 o fluxo de corte em serviço ao nível dos conectores (ponto A) de um único banzo é a soma dos fluxos de cortes relativos a todas as acções menos o peso próprio, calculados na Tabela 48 e na Tabela 50 e toma o valor:

$$f_A = 468,5 \text{ kN/m} \quad (303)$$

Dado que o afastamento longitudinal entre alinhamentos de conectores em cima das secções de apoio é $e = 0,25 \text{ m}$ e cada alinhamento tem 4 conectores, então a força instalada em cada conector é:

$$P_{caract.} = \frac{e \cdot f}{n} = \frac{0,25 \times 468,5}{4} = 29,3 \text{ kN} < 82,1 \text{ kN} \quad (304)$$

A Tabela 56 resume a verificação de segurança nas secções do Apoio 1 e do Apoio 2.

	$f_A (kN/m)$	$P_{caract.} (kN)$	$P_{lim} (kN)$	factor de segurança
Apoio 1	463,6	29,0	82,1	2,83
Apoio 2	468,5	29,3		2,80

Tabela 56 – Verificação de segurança das forças em serviço nos conectores

6.2.3 Estado Limite de Deformação

Foram calculadas as deformações para as secções de vão correspondentes a cada acção, apresentadas na Tabela 57.

	$\delta_{PP,met} (mm)$	$\delta_{PP,laje} (mm)$	$\delta_{RCP} (mm)$	$\delta_{Retracção} (mm)$	$\delta_{\Delta T_d} (mm)$	$\delta_{SCpass} (mm)$	$\delta_{UDL} (mm)$	$\delta_{TS} (mm)$
Vão 1	2,6	7,5	1,1	12,1	7,6	0,3	7,8	7,8
Vão 2	31,6	86,3	11,8	11,8	3,7	1,4	31,6	22,7

Tabela 57 – Deformações em serviço

Introduziu-se uma contra-flecha (Figura 93) correspondente às deformações relativas às cargas permanentes e à retracção:

$$\delta_0^{v\tilde{a}o,1} = 2,6 + 7,5 + 1,1 + 12,1 = 23,3 \text{ mm} \quad (305)$$

$$\delta_0^{v\tilde{a}o,2} = 31,6 + 86,3 + 11,8 + 11,8 = 141,5 \text{ mm} \quad (306)$$

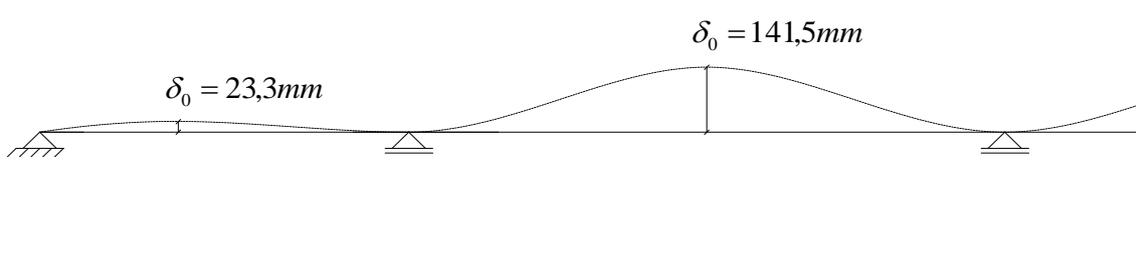


Figura 93 – Contra-flecha nas secções de Vão 1 e Vão 2

A flecha produzida pelas sobrecargas e pela variação diferencial de temperatura (Figura 94) toma o valor:

$$\delta^{v\tilde{a}o,1} = 7,6 + 0,3 + 7,8 + 7,8 = 23,5 \text{ mm} \quad (307)$$

$$\delta^{v\tilde{a}o,2} = 3,7 + 1,4 + 31,6 + 22,7 = 59,4 \text{ mm} \quad (308)$$

Estes valores encontram-se dentro dos limites aceitáveis:

$$\frac{\delta^{v\tilde{a}o,1}}{L^{v\tilde{a}o,1}} = \frac{23,5}{39000} = 6,0 \times 10^{-4} \rightarrow \delta^{v\tilde{a}o,1} \approx \frac{L^{v\tilde{a}o,1}}{1660} \quad (309)$$

$$\frac{\delta^{v\tilde{a}o,2}}{L^{v\tilde{a}o,2}} = \frac{59,4}{63000} = 9,4 \times 10^{-4} \rightarrow \delta^{v\tilde{a}o,2} \approx \frac{L^{v\tilde{a}o,2}}{1060} \quad (310)$$

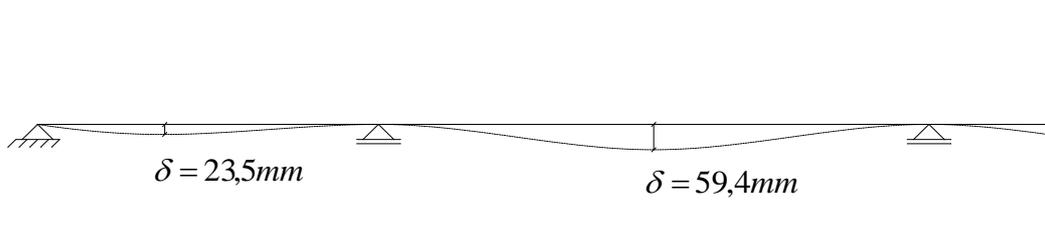


Figura 94 – Flecha nas secções de Vão 1 e Vão 2

7. Verificação de Segurança da Fase Construtiva por Lançamento Incremental

As verificações de segurança feitas para o lançamento do tabuleiro foram:

- Verificação global – controlo das tensões em serviço na secção metálica;
- Verificação local – resistência última das almas sujeitas ao efeito de *Patch Loading*.

Numa primeira fase foi feita a verificação global do lançamento do tabuleiro metálico mas verificou-se que as tensões instaladas no tabuleiro excediam a tensão de cedência. Recorreu-se então a um nariz de lançamento com 23,25 m. Apresentam-se, de seguida, apenas as verificações para o lançamento com o nariz.

7.1 Acções e modelo de cálculo

As acções que actuam no tabuleiro durante o lançamento são o seu peso próprio e o peso do sistema de contraventamento que foi assumido como sendo 10% do peso do tabuleiro:

$$PP_{tab.} = 1,1 \times 31,8 = 35,0 \text{ kN/m} \quad (311)$$

O nariz de lançamento tem a secção transversal apresentada na Figura 95 e as acções que actuam sobre ele são o seu peso próprio e o peso do sistema de contraventamento que foi assumido como sendo 20% do peso do nariz:

$$PP_{nariz} = 1,2 \times 17,2 = 20,7 \text{ kN/m} \quad (312)$$



Figura 95 – Secção transversal do nariz de lançamento

Para se obterem os esforços durante o lançamento foi feito um modelo de elementos finitos de barra para simular as várias posições do tabuleiro.

Foram simuladas 10 posições do tabuleiro, entre a posição em que o nariz chega ao Encontro 2 (posição 0) e a posição em que o nariz chega ao Apoio 5 (posição 10), como se apresenta na Figura 96.

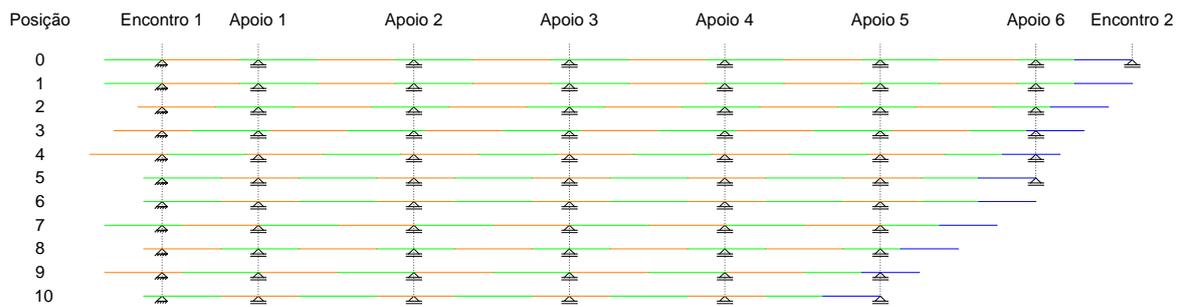


Figura 96 – Modelo de cálculo do lançamento do tabuleiro com nariz

Os módulos a verde e amarelo correspondem aos módulos do tabuleiro que vão sendo soldados à medida que o tabuleiro vai sendo lançado e os módulos a azul correspondem ao nariz de lançamento. Cada posição corresponde a um avanço de 1/4 de vão, excepto quando o tabuleiro chega aos pilares que se analisa o tabuleiro apoiado e imediatamente antes de apoiar, que corresponde às situações mais condicionantes por ter um maior comprimento em consola.

7.2 Esforços e reacções

Os momentos flectores actuantes decorrentes das diversas posições do tabuleiro encontram-se na Figura 97.

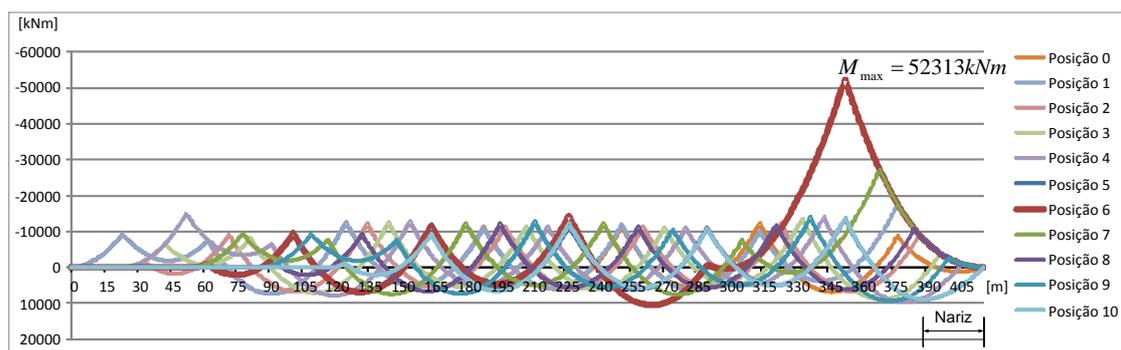


Figura 97 – Momentos flectores durante o lançamento do tabuleiro

As reacções verticais que ocorrem no Apoio 5 apresentam-se na Tabela 58.

Posição	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
R_v (kN)	2269	2049	2263	2392	2436	2399	3789	2734	1853	1146	613

Tabela 58 - Reacções no Apoio 5 para todas as posições de lançamento

7.3 Tensões em serviço

As tensões em serviço durante o lançamento são obtidas dividindo o momento flector pelo módulo de flexão elástica ao longo do tabuleiro. Os módulos de flexão elástica para cada secção encontram-se na Tabela 59 e no cálculo deste é tido em conta o coeficiente de shear lag em serviço (ver Tabela 38).

Secção	$I (m^4)$	$z_{max}(m)$	$w_{el}(m^3)$
Vão 1	0,2475	1,2634	0,196
Apoio 1	0,2427	1,1109	0,218
Vão 2	0,2484	1,2672	0,196
Apoio 2	0,2489	1,1306	0,220
Nariz	0,1368	1,1101	0,123

Tabela 59 – Módulos de flexão elásticos do caixão metálico

As tensões em serviço ao longo do tabuleiro encontram-se apresentadas de forma gráfica na Figura 98.

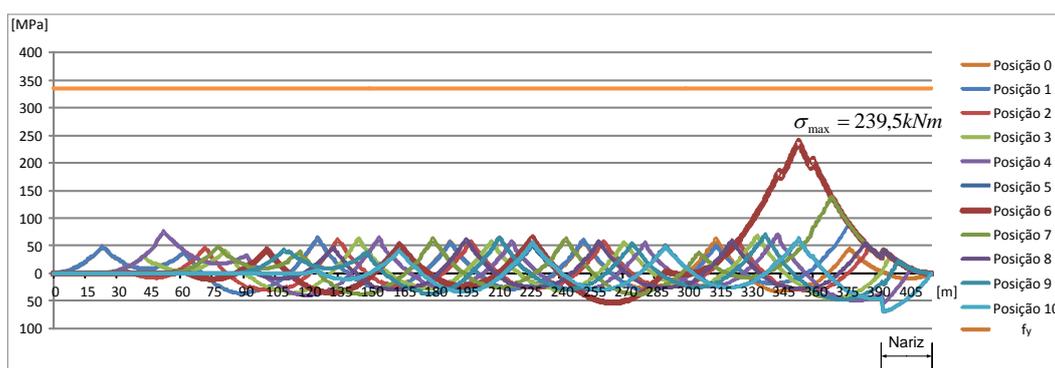


Figura 98 – Tensões normais no banzo superior durante o lançamento do tabuleiro

A fibra mais solicitada faz parte da secção sobre o Apoio 5 quando o tabuleiro se encontra na posição de lançamento 6 e tem uma tensão no banzo superior de:

$$\sigma = 239,5 \text{ MPa} < 335 \text{ MPa} \quad (313)$$

7.4 Patch Loading

A verificação ao *Patch Loading* é uma verificação de resistência última e por isso a reacção obtida pelo modelo de cálculo deve ser majorada por 1,35. A reacção que ocorre no Apoio 5 na posição 6 é a condicionante e a força actuante em cada alma é dada por:

$$F_{Ed} = 1,35 \times \frac{3789}{2} = 2558 \text{ kN} \quad (314)$$

Para a verificação das almas ao *Patch Loading* assumiu-se que esta força actua nas almas de uma secção de vão com $t_w = 20 \text{ mm}$, que é a pior situação que pode ocorrer. Na Tabela 60 encontram-se os dados necessários para o cálculo da força resistente F_{Rd} . O comprimento do apoio rígido S_s é definido quando se pormenorizar o equipamento de lançamento, tendo-se nesta fase adoptado $S_s = 0,4 \text{ m}$.

a (m)	t_w (mm)	h_w (m)	f_{yw} (MPa)	t_f (mm)	b_f (m)	f_{yf} (MPa)	S_s (m)	E (GPa)	γ_{M1}
5,25	20	1,80	355	50	0,90	335	0,4	210	1,1

Tabela 60 – Dados para o cálculo de F_{Rd}

O tipo de aplicação da carga corresponde ao apresentado na Figura 39a e, por isso:

$$k_F = 6 + 2 \times \left(\frac{1,80}{5,25}\right)^2 = 6,24 \quad (315)$$

Os coeficientes m_1 e m_2 têm o valor:

$$m_1 = \frac{335 \times 0,90}{355 \times 20 \times 10^{-3}} = 42,46 \quad (316)$$

$$m_2 = 0,02 \times \left(\frac{1,80}{50 \times 10^{-3}}\right)^2 = 25,92 \quad (317)$$

Este valor de m_2 é válido para $\bar{\lambda}_F > 0,5$, condição que se verifica posteriormente.

O comprimento carregado efectivo é então:

$$l_y = 0,4 + 2 \times 50 \times 10^{-3} \times \left(1 + \sqrt{42,46 + 25,92}\right) = 1,33 \text{ m} \quad (318)$$

Sendo a força crítica:

$$F_{cr} = 0,9 \times 6,24 \times 210 \times 10^6 \times \frac{(20 \times 10^{-3})^3}{1,80} = 5237 \text{ kN} \quad (319)$$

A esbelteza normalizada é:

$$\bar{\lambda}_F = \sqrt{\frac{1,33 \times 20 \times 355}{5237}} = \sqrt{\frac{9421}{5237}} = 1,34 \quad (320)$$

E o coeficiente de redução:

$$\chi_F = \frac{0,5}{1,34} = 0,37 \quad (321)$$

O comprimento efectivo é assim de:

$$L_{eff} = 0,37 \times 1,33 = 0,49 \text{ m} \quad (322)$$

Por fim, a força resistente é dada por:

$$F_{Rd} = \frac{355 \times 0,49 \times 20}{1,1} = 3193 \text{ kN} \quad (323)$$

Verifica-se então que as almas estão em segurança ao *Patch Loading*:

$$\eta_2 = \frac{2558}{3193} = 0,80 \leq 1,0 \quad (324)$$

É necessário ainda fazer uma verificação de interacção entre o efeito global do momento flector com o efeito local da alma devido ao *Patch Loading*:

$$\eta_1 = \frac{M_{Ed}}{\frac{f_{yf} w_{el}}{\gamma_{M0}}} = \frac{52313}{\frac{335 \times 10^3 \times 0,196}{1,0}} = \frac{52313}{65626} = 0,80 \quad (325)$$

$$\eta^* = \eta_2 + 0,8\eta_1 = 0,80 + 0,8 \times 0,80 = 1,44 > 1,4 \quad (326)$$

A condição de interacção não se verifica, portanto torna-se necessário avaliar bem se a secção em que ocorrem estes esforços limites é de vão ou de apoio. Verificando que se trata de facto de uma secção de apoio então os novos valores η_1 e η_2 são dados por:

$$\eta_1 = \frac{M_{Ed}}{\frac{f_{yf}W_{el}}{\gamma_{M0}}} = \frac{52313}{\frac{335 \times 10^3 \times 0,218}{1,0}} = \frac{52313}{73030} = 0,71$$

$$\eta_2 = \frac{2558}{12078} = 0,21 \leq 1,0$$

E o correspondente valor de $\eta^* = 0,78$.

8. Conclusões e Desenvolvimentos Futuros

8.1 Conclusões

Nesta dissertação foram estudados os aspectos específicos associados à análise e dimensionamento de caixões mistos aço-betão em caixão construídos pelo método de lançamento incremental, nomeadamente o efeito de *shear lag*, a estabilidade da placa reforçada que constitui o fundo do caixão, a estabilidade e a resistência das almas ao esforço transversal e a avaliação da distorção da secção transversal quando o tabuleiro é sujeito a cargas excêntricas.

Foram apresentadas as metodologias de análise e verificação de segurança relativas a estes aspectos e aplicadas a um caso de estudo de um caixão misto para uma ponte rodoviária. Deste estudo resultaram um conjunto de conclusões que se resumem de seguida:

- O efeito de *shear lag* tem grande influência no dimensionamento da placa reforçada comprimida, principalmente na avaliação das tensões em serviço. Nos ELU a redução da área efectiva da placa é muito baixa e na análise global de esforços não foi necessária a consideração deste efeito, o que constitui o caso mais corrente no projecto deste tipo de tabuleiros;
- O fenómeno de encurvadura de placas reforçadas comprimidas tem grande influência na avaliação da resistência do fundo do caixão nos ELU e, à semelhança do efeito de *shear lag*, não foi necessário considerar este efeito na análise global de esforços;
- O fenómeno de encurvadura das almas tem influência no dimensionamento destas nos ELU. O fenómeno de *Patch Loading* tem também grande influência no dimensionamento das almas quando se adopta o método do lançamento incremental;
- Quando se concebeu a solução do tabuleiro do exemplo em estudo, adoptaram-se espessuras das almas de 40 mm nas secções de apoio e de 20 mm nas secções de vão. Do dimensionamento em relação à encurvadura das almas e em relação ao *Patch Loading* verificou-se que a espessura das almas foi sobredimensionada nas secções de apoio e subdimensionada nas secções de vão. A espessura das almas tem também influência nas tensões tangenciais nos ELS. A escolha da espessura mais conveniente das almas é assim de grande importância em pontes metálicas e mistas, pois nestas placas existe uma grande quantidade de aço. Assim, propõe-se que as espessuras das almas sejam actualizadas para 25 mm nas secções de apoio e 22 mm nas secções de vão;
- A distorção da secção devido às cargas excêntricas resultantes das sobrecargas rodoviárias estabelecidas pelo EC1-2 provoca um acréscimo de tensões normais que deve ser tomado em conta no dimensionamento deste tipo de tabuleiros, nomeadamente na quantificação das tensões em serviço. Quando são colocados diafragmas de vão estas tensões reduzem significativamente;

- No lançamento incremental da parte metálica do tabuleiro foi necessário recorrer a um nariz de lançamento para garantir que as fibras mais solicitadas não atingiam a cedência durante a fase construtiva.

8.2 Desenvolvimentos futuros

Em trabalhos futuros, será de interesse fazer um estudo dos efeitos da fadiga na parte metálica, na laje e nos conectores e apresentar as metodologias de análise e dimensionamento para este efeito, no caso de tabuleiros mistos aço-betão.

Será também interessante fazer para o caso de tabuleiros mistos aço-betão em caixão esbeltos uma avaliação da distorção do tabuleiros através de métodos de elementos finitos e compará-los com os resultados obtidos através do método proposto por Pedro, J. [10].

Bibliografia

- [1] Brandão, M., Delgado, J., Tavares, M. & Monteiro, B. – *Estudo Prévio de uma Obra de Arte* – IST. Lisboa, 2012.
- [2] SÉTRA – *Steel-Concrete Composite Bridges Sustainable Design Guide* – Ministère de l'Écologie, de l'Énergie, du Développement durable et de la Mer, May 2010.
- [3] SÉTRA – *Eurocode 3 and 4 – Application to steel-concrete composite road bridges* – Ministère de l'Écologie, du Développement et de l'Aménagement durables, July 2007.
- [4] Eurocódigo 2 – *Projecto de estruturas de betão – Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios* – EN 1992-1-1. CEN. Bruxelas, 2004.
- [5] Silva, L. S. & Gervásio, H. – *Manual de Dimensionamento de Estruturas Metálicas: Métodos Avançados* – CMM, Fevereiro de 2007.
- [6] Beg, D., Kuhlmann, U., Davaine, L. & Braun, B. – *Design of Plated Structures* – ECCS, 2010.
- [7] Eurocódigo 3 – *Projecto de estruturas de aço – Parte 1-5: Elementos estruturais constituídos por placas* – EN 1993-1-5. CEN. Bruxelas, 2006.
- [8] Eurocode 4 – *Design of composite steel and concrete structures – Part 2: General rules and rules for bridges* – EN 1994-2. CEN. Brussels, 2005.
- [9] Virtuoso, F. – *Dimensionamento de Estruturas: Vigas de Alma Cheia* – IST, Maio de 2009.
- [10] Gomes, C. M., Cruz, P. J., & Silva, L. S. – *Avaliação experimental do comportamento ao corte de vigas de aço esbeltas* – Revista de Engenharia Civil nº 7, Universidade do Minho, Janeiro de 2000.
- [11] Gozzi, J. – *Patch Loading Resistance of Plated Girders: Ultimate and serviceability limit state* – Luleå University of Technology. Luleå, Suécia, Junho de 2007.
- [12] Pedro, J. – *Distorção em tabuleiros de pontes em caixão* – IST, Fevereiro de 1995.
- [13] Eurocódigo 1 – *Acções em estruturas – Parte 2: Acções de tráfego em pontes* – EN 1991-2. CEN. Bruxelas, 2005.
- [14] Calado, L., Santos, J. – *Estruturas Mistas de Aço e Betão* – IST Press. Lisboa, Abril de 2010.
- [15] Gomes, A., Vinagre, J. – *Estruturas de Betão I - Tabelas de Cálculo - Volume III* – IST. Lisboa, Setembro de 1997.
- [16] Eurocódigo 0 – *Bases para o projecto de estruturas* – EN 1990. CEN. Bruxelas, 2008.
- [17] Eurocódigo 1 – *Acções em Estruturas – Parte 1-5: Acções gerais, Acções térmicas* – EN 1991-1-5. CEN. Bruxelas, 2009.
- [18] Eurocódigo 3 – *Projecto de estruturas de aço – Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios* – EN 1993-1-1. CEN. Bruxelas, 2010.

Anexos

Anexo A – Ábacos para determinação da razão R

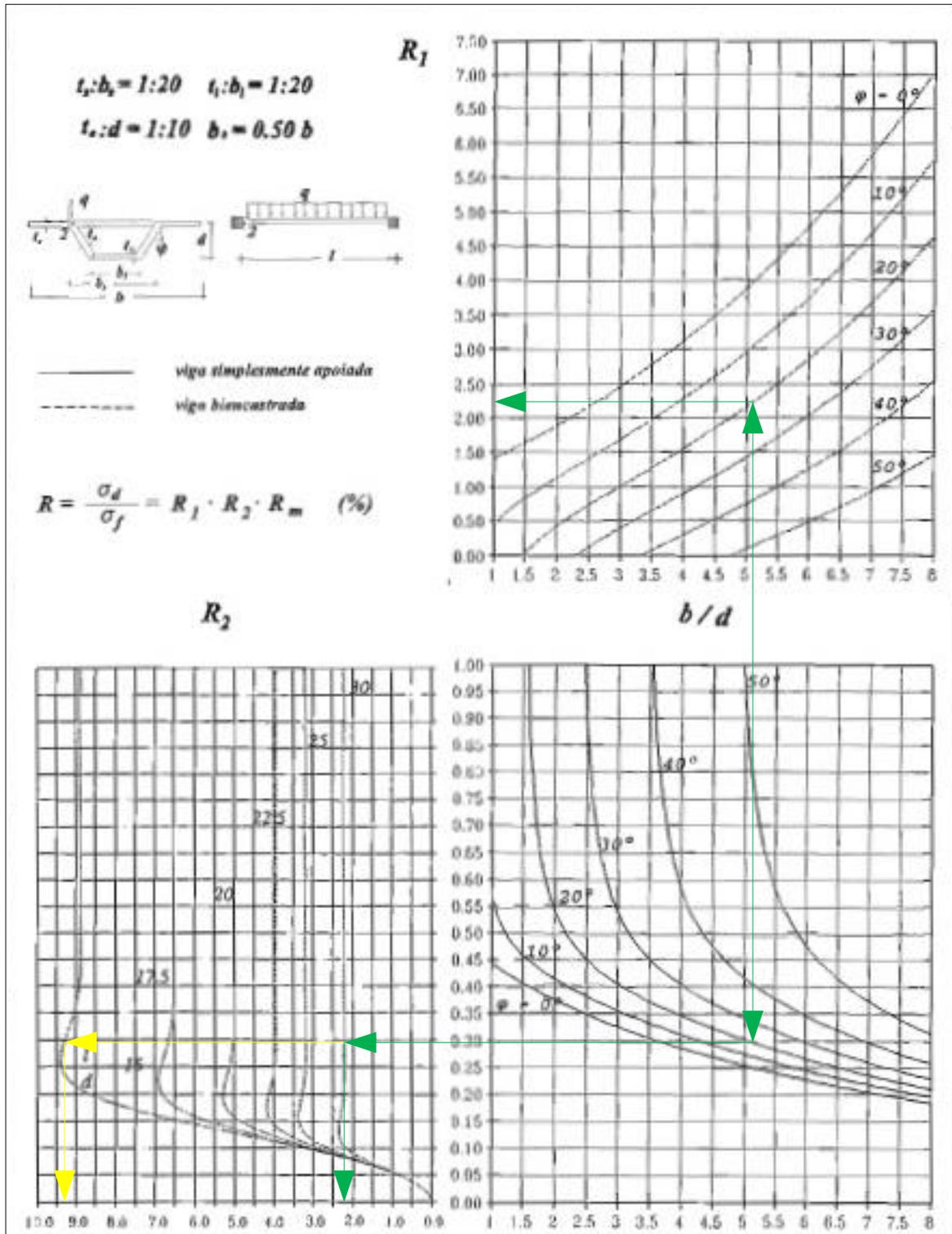


Figura A.1 – Ábacos para determinação da razão R , no ponto 2 da secção de apoio, de uma viga uniformemente carregada, ($t_a/d = 1/10$) [12]

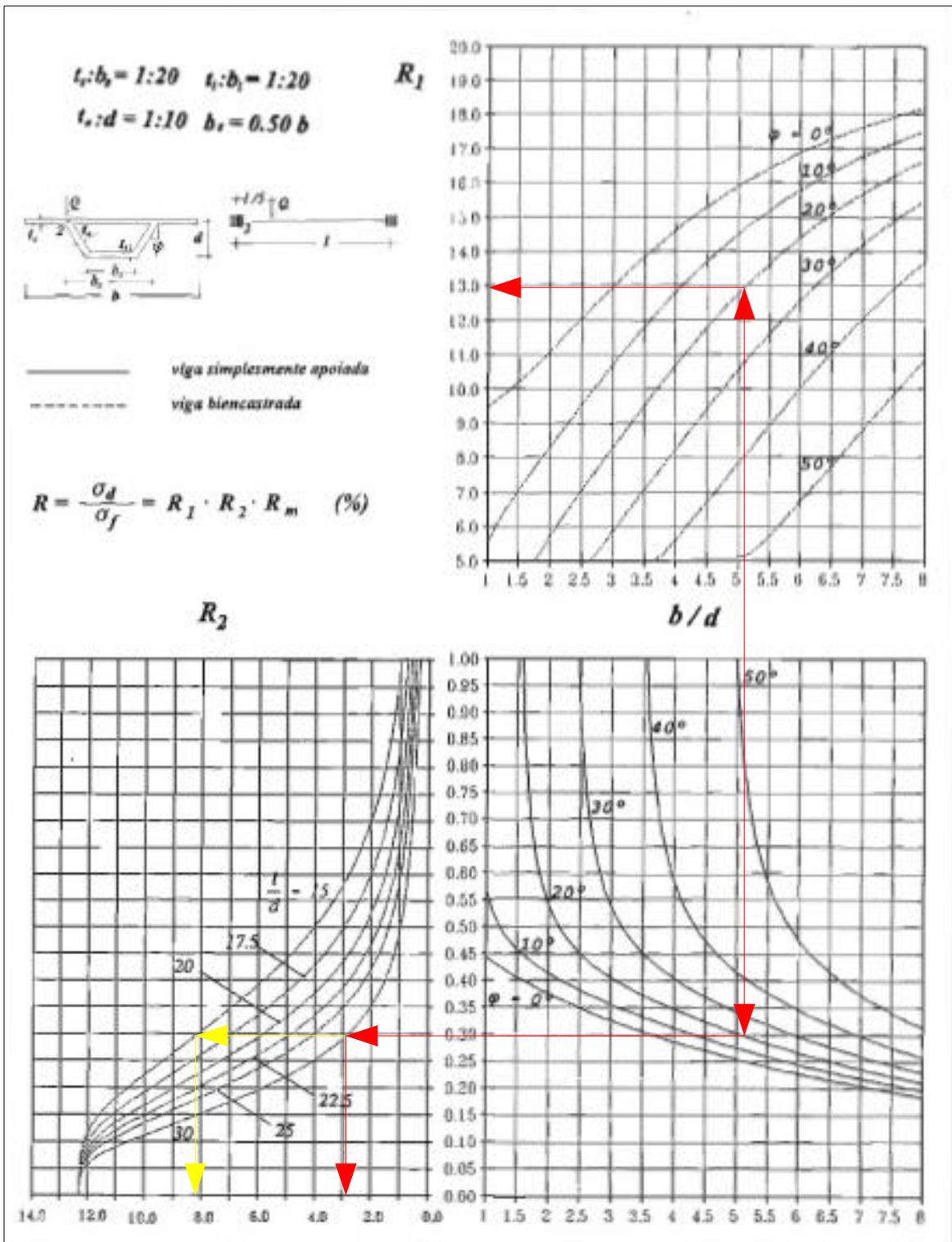


Figura A.2 – Ábacos para determinação da razão R , no ponto 2 da secção de apoio, de uma viga pontualmente carregada a $1/5$ de vão, ($t_a/d = 1/10$) [12]

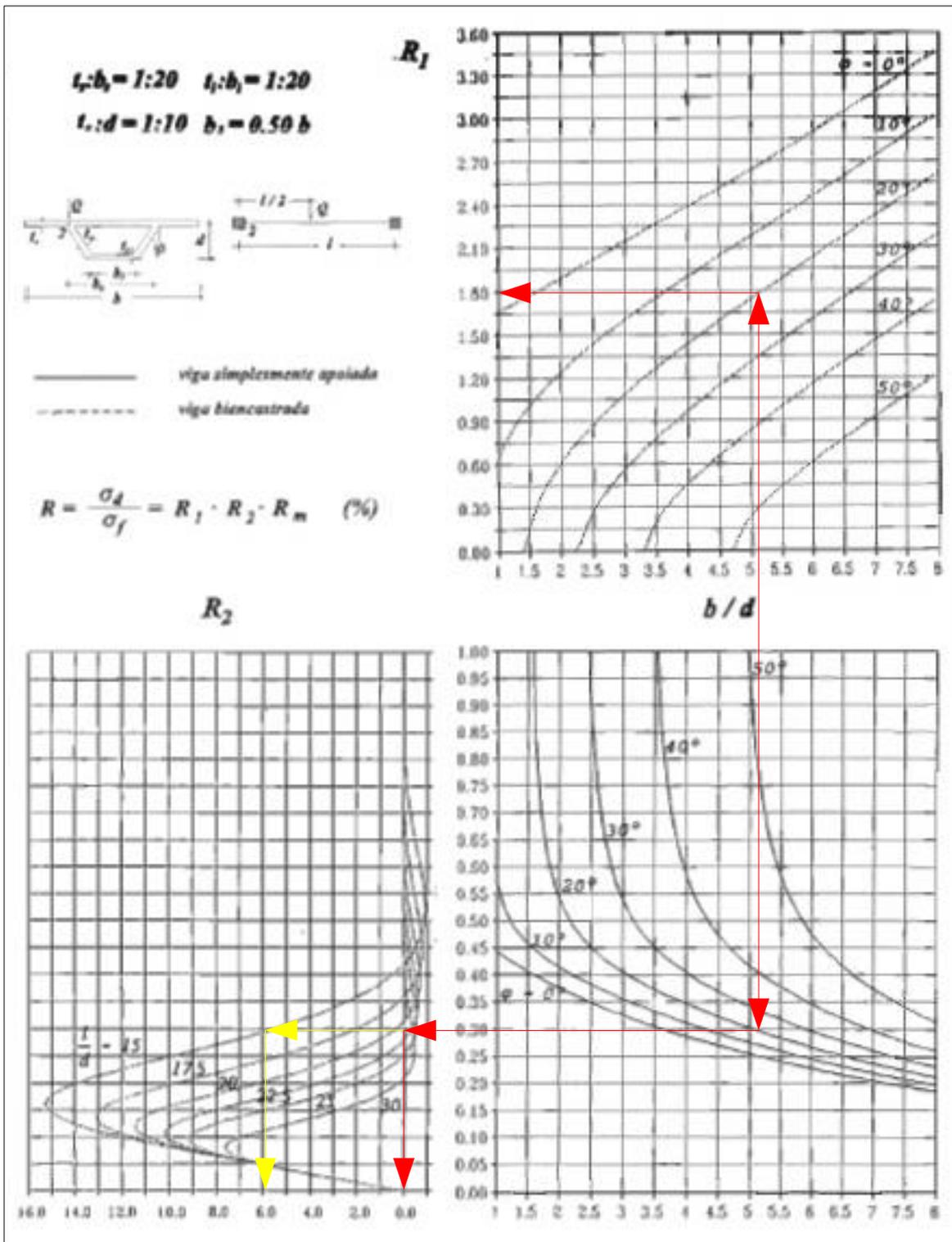


Figura A.3 – Ábacos para determinação da razão R , no ponto 2 da secção de apoio, de uma viga pontualmente carregada a $1/2$ de vão, ($t_a/d = 1/10$) [12]

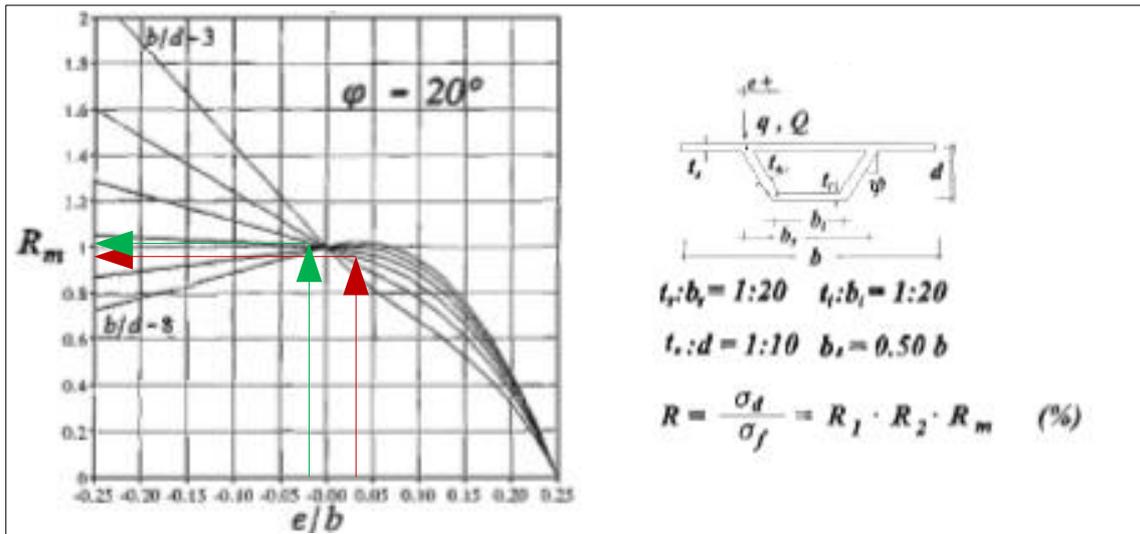


Figura A.4 – Ábaco para determinação do factor R_m , para uma inclinação das almas de $\varphi = 20^\circ$, ($t_a/d = 1/10$) [12]

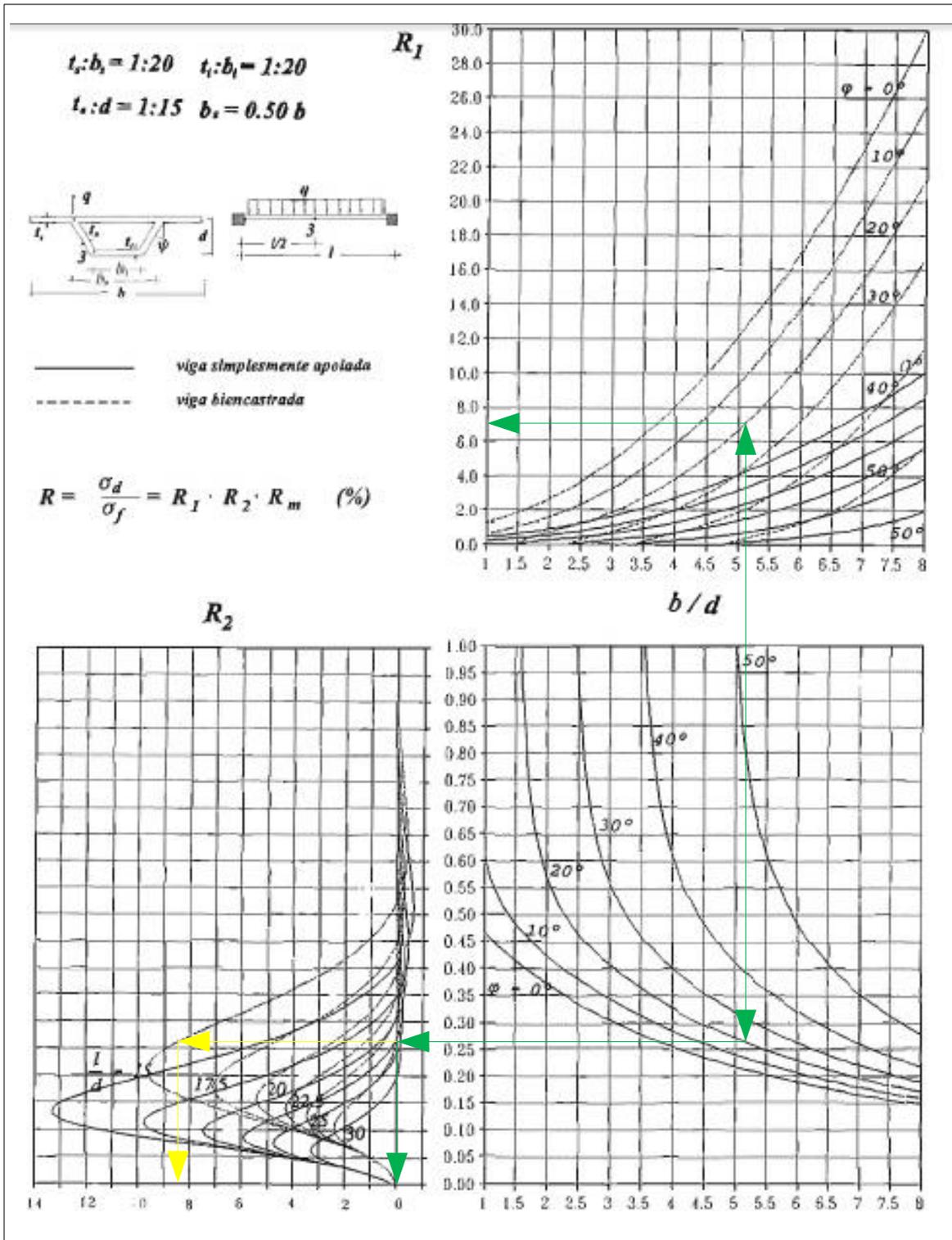


Figura A.5 – Ábacos para determinação da razão R , no ponto 3 da secção de $1/2$ vão, de uma viga uniformemente carregada, $(t_a/d = 1/15)$ [12]

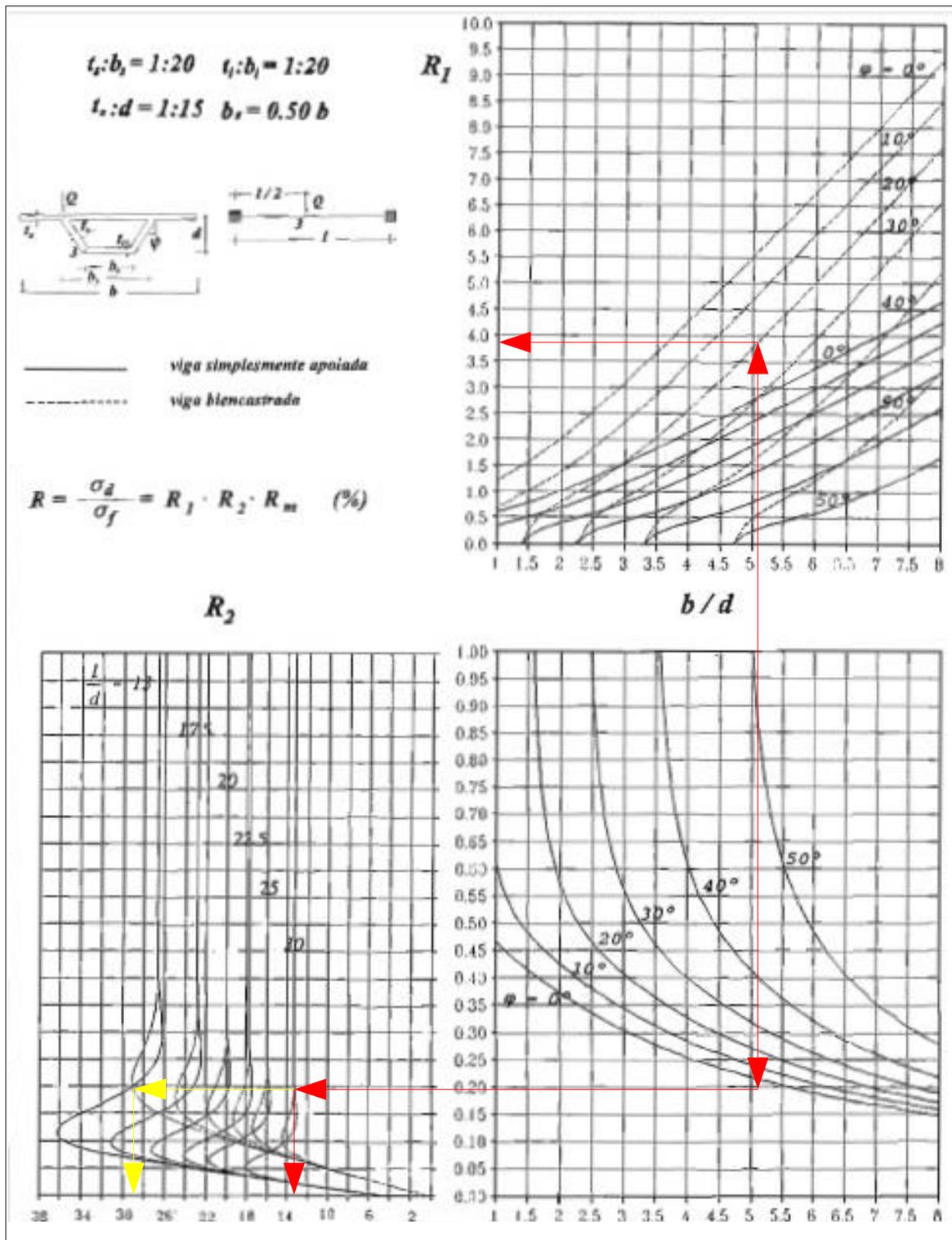


Figura A.6 – Ábacos para determinação da razão R , no ponto 3 da secção de $1/2$ vão, de uma viga pontualmente carregada a $1/2$ vão, ($t_a/d = 1/15$) [12]

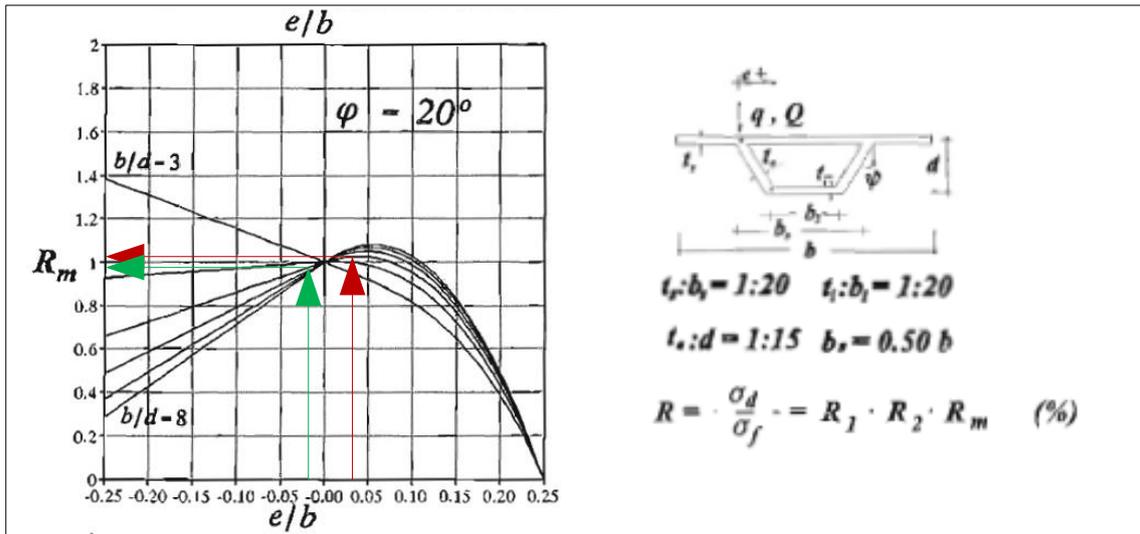
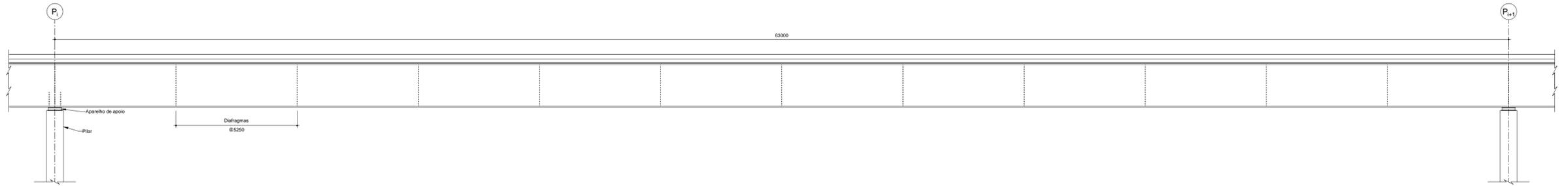


Figura A.7 – Ábaco para determinação do factor R_m , para uma inclinação das almas de $\varphi = 20^\circ$, ($t_w/d = 1/15$) [12]

Anexo B - Dimensionamento do Tabuleiro

Xã ca[] * ã äã ã [] Á []

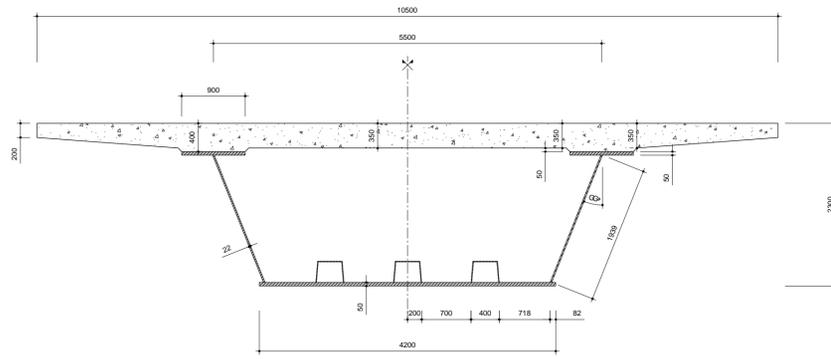
Escala 1:100



Espessura dos banzos superiores (mm)		50	
Espessura das almas (mm)	25 em 9450	22 em 44100	25 em 9450
Espessura dos banzos inferiores (mm)		50	
Conectores (mm)	Ø 16	Ø 16	Ø 16

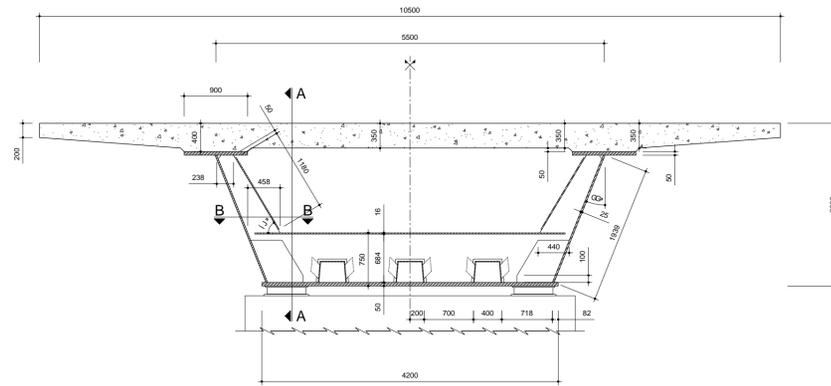
Úã 88ë [] Áã • çã ã [] Á []

Escala 1:50



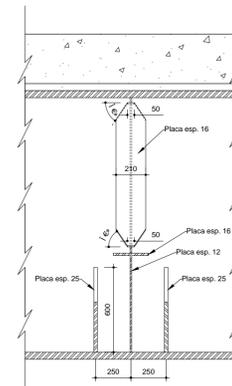
Úã 88ë [] Áã • çã ã [] Á []

Escala 1:50



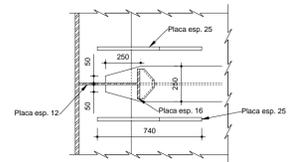
Corte A-A

Escala 1:25



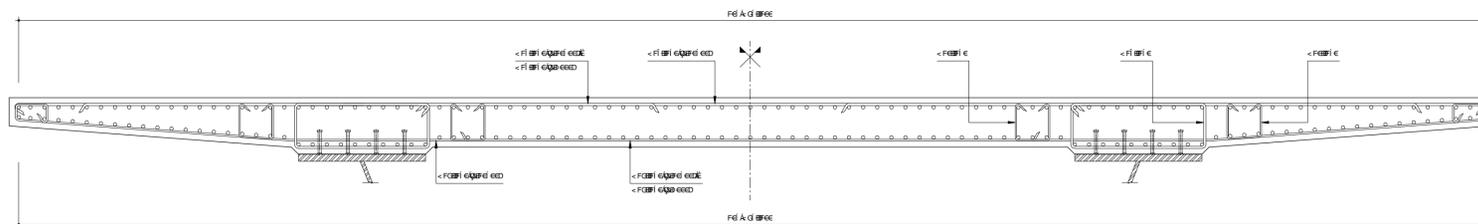
Corte B-B

Escala 1:25



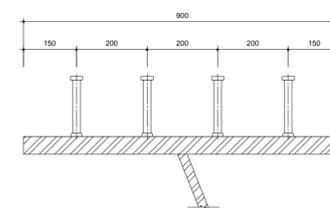
Armaduras

Escala 1:25



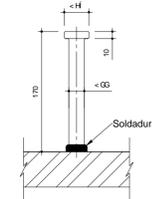
Conectores

Escala 1:10



Conectores

Escala 1:5



MATERIAIS ESTRUTURAIS			
CÓDIGO DE MATERIAIS			
Elemento	Classe	Órgão de Aprovação	Recobrimento
Laje do tabuleiro	C35/45	XC3/XS1	40 mm
CE U			
CE U (Armadura)	S355 J2 (EN 10025-2)		
CE U (Armadura)	S355 N (EN 10025-2)		
CE U (Armadura)	A500 NR (EN 10080)		
CE U (Armadura)	$f_u = 450$ MPa (EN 1994-1-1)		

INSTITUTO SUPERIOR TÉCNICO			
Mestrado Integrado em Engenharia Civil			
Estudo de Pontes com Tabuleiro Misto Apo-Betão em Caixa			
Anexo B - Dimensionamento do Tabuleiro			
Escala 1:100	Escala 1:10	Xã ca[] * ã äã ã [] Á []	
Escala 1:50	Escala 1:5	Úã 88ë [] Áã • çã ã [] Á []	
Escala 1:25		Úã 88ë [] Áã • çã ã [] Á []	
Fevereiro 2015		Tã ã [] Áã • çã ã [] Á []	