



Pedro Ricardo de Oliveira Garcia

Licenciado em Ciências da Engenharia Civil

Análise de pontes pedonais em estrutura metálica e mista

Dissertação para obtenção do Grau de
Mestre em Engenharia Civil - Perfil Estruturas

Orientador: Prof. Doutor João Carlos Gomes Rocha de Almeida,
Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa

Co-Orientador: Prof. Eng^o. Tiago Braga Abecasis, Faculdade de
Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra e Tal Projecto, Lta

Júri:

Presidente: Prof. Doutor Valter José da Guia Lúcio

Arguente: Prof. Doutor Filipe Pimentel A. Dos Santos



FACULDADE DE
CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
UNIVERSIDADE NOVA DE LISBOA

Julho 2012

“Copyright” Pedro Ricardo de Oliveira Garcia, FCT/UNL e UNL

A Faculdade de Ciências e Tecnologia e a Universidade Nova de Lisboa têm o direito, perpétuo e sem limites geográficos, de arquivar e publicar esta dissertação através de exemplares impressos reproduzidos em papel ou de forma digital, ou por qualquer outro meio conhecido ou que venha a ser inventado, e de a divulgar através de repositórios científicos e de admitir a sua cópia e distribuição com objectivos educacionais ou de investigação, não comerciais, desde que seja dado crédito ao autor e editor.

Agradecimentos

Queria em primeiro lugar agradecer aos meus pais por todo o apoio que me têm dado, não só para a realização desta dissertação, mas também por terem sido uma fonte de estabilidade e segurança, tendo contribuído para que me tornasse naquilo que sou hoje.

Aos meus amigos, familiares e colegas que me apoiaram nos momentos de maior desânimo e de alguma forma contribuíram para que eu chegasse aqui.

Aos meus orientadores Tiago Abecasis e João Rocha de Almeida pelo tema de elevado interesse que me propuseram e pela disponibilidade e auxílio prestado no decorrer do trabalho.

Agradeço sinceramente a todos os mencionados e a muitos outros que ficam por referenciar, mas que sabem da sua importância e do apreço que lhes tenho.

Resumo

A necessidade sempre premente de encontrar soluções cada vez mais económicas no sector da construção fez com que nos últimos tempos voltassem a ser realizados estudos sobre concepções que, no passado eram comumente utilizadas, mas que foram caindo em desuso, já que se tornaram não competitivas face às alternativas que entretanto foram surgindo. Não obstante, verifica-se nalguns casos que soluções menos usadas num determinado tipo de construção, se revelam de elevada eficiência quando devidamente adaptadas a situações distintas.

Esta dissertação tem assim como objectivo analisar e comparar duas concepções diferentes para um mesmo atravessamento pedonal, debruçando-se sobre os aspectos funcionais, estruturais, económicos e estéticos.

Numa delas, já implementada no local, e que se pretende relevar nesta dissertação, a estrutura resistente principal é constituída pelas duas guardas laterais que, para o efeito, foram transformadas em vigas Vierendeel. No seu banzo inferior apoia-se o pavimento constituído por uma laje mista, sob a qual se colocaram travessas e diagonais de contraventamento.

Para além da solução construtiva efectivamente executada, avalia-se uma outra constituída pela tradicional viga caixão central metálica de secção constante, rectangular, cuja chapa do banzo superior se prolonga lateralmente de forma a abranger toda a largura do pavimento. Este é reforçado inferiormente com reforços longitudinais e transversais.

Palavras-chave:

Pontes pedonais, Estruturas metálicas e mistas, Viga caixão, Viga Vierendeel.

Abstract

The always lingering need to find solutions that are increasingly economic in the construction field originated, in recent times, the repetition of studies about conceptions that became obsolete through time, due to their lack of competitiveness when compared to alternatives that later emerged. Nonetheless, in some cases, less used solutions in certain constructions reveal themselves as highly efficient when appropriately adapted to distinct situations.

Therefore, this dissertation has, as its main objective, the analysis and comparison of two different conceptions for the same pedestrian bridge, looking over its functional, structural, economical and esthetic aspects.

In one of these conceptions, already applied, the main resistant structure is made of two lateral parapets that were turned into Vierendeel beams. Its bottom flange supports the deck made of composite slab, under which bracings were placed.

Besides the solution that was actually applied in the construction, another conception is studied. This alternative is made of a traditional rectangular steel girder box beam of constant section, with its top flange covering the entire width of the deck. This is reinforced underneath by longitudinal and transversal stiffeners.

Keywords:

Footbridge, Steel and Composite Structures, Girder Box, Vierendeel beam.

Índice de Matérias

Agradecimentos	iii
Resumo	v
Abstract	vii
Índice de Matérias	ix
Índice de Figuras	xiii
Índice de Quadros	xix
Lista de Abreviaturas, Siglas e Símbolos	xxi
1 Introdução e Objectivos da Dissertação	1
1.1 Descrição do problema	1
1.2 Organização da dissertação.....	4
2 Breve caracterização das duas soluções e suas aplicações	5
2.1 Soluções estruturais concebidas com viga caixão	5
2.2 Soluções estruturais concebidas com viga Vierendeel	8
3 Concepção com viga caixão	15
3.1 Descrição da solução	15
3.2 Modelação estrutural	18
3.2.1 Características geométricas dos elementos estruturais.....	19
3.2.2 Características mecânicas dos materiais	20
3.2.3 Modelação dos apoios	21
3.2.4 Influência da largura dos apoios	24
3.3 Acções	26
3.3.1 Carga permanente	26
3.3.2 Sobrecarga.....	26
3.3.3 Acção do vento	27
3.3.4 Variação de temperatura.....	30
3.3.5 Acção nas guardas	31
3.3.6 Acção sísmica	31
3.3.7 Combinações	32
3.4 Caracterização do comportamento	34

3.4.1	Distribuição das cargas verticais.....	34
3.4.2	Tensões normais e o fenómeno de “shear lag”	37
3.4.3	Distribuição de tensões tangenciais	38
3.4.4	Encurvadura dos banzos.....	40
3.4.5	Encurvadura das almas.....	52
3.5	Aspectos particulares de dimensionamento	57
3.5.1	Classificação da secção	57
3.5.2	Verificação da segurança aos estados limites de utilização.....	58
3.5.3	Verificação da segurança aos estados limites últimos	60
3.6	Estimativa de custo do tabuleiro	64
4	Concepção com viga Vierendeel integrada nas guardas	67
4.1	Descrição da solução	67
4.2	Modelação estrutural	73
4.2.1	Materiais.....	73
4.2.2	Modelação dos elementos de barra do tabuleiro.....	74
4.2.3	Modelação dos elementos de placa do tabuleiro.....	75
4.2.4	Modelação da laje mista.....	76
4.2.5	Modelação dos pilares.....	76
4.2.6	Modelação dos apoios	77
4.2.7	Conexão entre o aço e o betão	80
4.3	Acções	83
4.3.1	Peso próprio.....	83
4.3.2	Fluência e retracção	84
4.3.3	Sobrecarga.....	85
4.3.4	Acção do vento	86
4.3.5	Acção sísmica	87
4.3.6	Variação de temperatura.....	88
4.3.7	Combinações	88
4.4	Caracterização do comportamento	88
4.4.1	Zona dos vãos	88
4.4.2	Zona dos pilares	93
4.4.3	Forças de desvio	94
4.4.4	Encurvadura das cordas superiores	95
4.5	Aspectos particulares de dimensionamento	99
4.5.1	Classificação das secções	99
4.5.2	Fendilhação da laje maciça.....	99
4.5.3	Efeitos de segunda ordem nas cordas superiores	100
4.5.4	Verificação da segurança aos estados limites últimos das cordas superiores	101

4.5.5	Verificação da segurança aos estados limites últimos das cordas inferiores e montantes	104
4.6	Estimativa de custo do tabuleiro	107
5	Comparação das duas concepções	109
6	Conclusões e trabalhos futuros	113
6.1	Conclusões	113
6.2	Trabalhos futuros.....	116
	Referências bibliográficas.....	117
	Anexos	119

Índice de Figuras

Figura 1.1 – Secção transversal do projecto inicial da concepção com viga caixão [24].....	3
Figura 1.2 - Secção transversal da concepção com viga caixão [24].	3
Figura 2.1 - Ponte curva em betão armado e pré-esforçado [26].	6
Figura 2.2 – Ponte na estação de comboios de Linfen, Xangai, com tabuleiro concebido com viga caixão [27].	6
Figura 2.3 – Passadiço metálico curvo, com secção em caixão, no Parque das Nações, em Lisboa.	7
Figura 2.4 - Passadiço metálico com viga caixão com geometria trapezoidal, em Lisboa.	7
Figura 2.5 – Modelo de cálculo da viga Vierendeel [28].	8
Figura 2.6 - Primeira ponte concebida com viga Vierendeel, em aço [29].	9
Figura 2.7 - Ponte Toyomibashi, concebida com viga Vierendeel, em Toquio [30].	9
Figura 2.8 - Construção de uma ponte concebida com viga Vierendeel, em betão armado [30].	10
Figura 2.9 - Ponte concebida com viga Vierendeel, em betão armado [30].	10
Figura 2.10 - Ponte pedonal no Riverside Park, concebida com viga Vierendeel, no Reino Unido [31].	11
Figura 2.11 - Ponte pedonal em Broomhill, concebida com viga Vierendeel, no Reino Unido [31]. ...	11
Figura 2.12 - Edifício concebido em estrutura metálica.	12
Figura 2.13 - a) Modelo de cálculo de um edifício com vigas e pilares ortogonais entre si; b) Modelo de cálculo do tabuleiro concebido com viga Vierendeel.	13
Figura 2.14 – Ponte pedonal com tabuleiro concebido com viga Vierendeel, situada na Av. Marechal Gomes da Costa, em Lisboa.	13
Figura 2.15 – Pormenor do tabuleiro, concebido com viga Vierendeel, da ponte situada na Av. Marechal Gomes da Costa, em Lisboa.	14
Figura 3.1 - Traçado do tabuleiro da solução com viga caixão, em planta [24].	15

Figura 3.2 - Secção transversal da ponte pedonal com concepção de viga em caixão [24].	16
Figura 3.3 - Reforço longitudinal em chapa metálica no banzo superior [24].	16
Figura 3.4 - Reforço longitudinal em T invertido no banzo superior [24].	16
Figura 3.5 - Secção transversal da ponte pedonal com concepção de viga em caixão, com indicação dos reforços transversais das almas [24].	17
Figura 3.6 - a) Alçado lateral do pilar P1; b) Alçado frontal do pilar P1 [24].	17
Figura 3.7 - a) Alçado lateral do pilar P2; b) Alçado frontal do pilar P2 [24].	18
Figura 3.8 - Modelo de cálculo da ponte pedonal concebida com viga caixão, no SAP2000 [1].	19
Figura 3.9 - Representação dos eixos da secção transversal da viga caixão.	19
Figura 3.10 - Corte longitudinal do tabuleiro concebido com viga caixão, na zona dos pilares [24].	22
Figura 3.11 - Pormenor A da Figura 3.10 [24].	22
Figura 3.12 - Secção transversal do tabuleiro concebido com viga caixão, na zona dos pilares [24].	22
Figura 3.13 - Apoio na zona dos encontros, na concepção com viga caixão [24].	23
Figura 3.14 - Pormenor A da Figura 3.13 [24].	23
Figura 3.15 - Secção transversal do tabuleiro concebido com viga caixão, na zona dos encontros [24].	23
Figura 3.16 - Modelação da base dos pilares com uma restrição parcial da rotação.	24
Figura 3.17 - a) Reacção discreta; b) Reacção contínua.	25
Figura 3.18 - Influência da largura dos apoios no momento flector negativo.	25
Figura 3.19 - Momento torsor distribuído devido à sobrecarga aplicada apenas de um lado do pavimento.	27
Figura 3.20 - Forças distribuídas devidas ao vento aplicadas no tabuleiro concebido com viga caixão (vista em planta).	27
Figura 3.21 - Pormenor A da Figura 3.20.	28
Figura 3.22 - Momento torsor distribuído devido ao vento.	30
Figura 3.23 - Momento torsor distribuído devido à força horizontal aplicada apenas em uma guarda.	31
Figura 3.24 - Espectros de resposta de dimensionamento da ponte em estudo.	32
Figura 3.25 - Distribuição das cargas verticais, aplicadas ao nível do pavimento, para os reforços longitudinais do banzo superior e as almas da secção.	35
Figura 3.26 - Corte AA da Figura 3.25.	35
Figura 3.27 - Modelo de cálculo dos reforços longitudinais do banzo superior, sujeitos à carga distribuída, p_{Ed} .	35
Figura 3.28 - Diagrama de momentos flectores dos reforços longitudinais do banzo superior, devido à aplicação da carga distribuída, p_{Ed} , com as respectivas reacções, R .	36

Figura 3.29 – Modelo de cálculo dos reforços transversais do banzo superior (ou travessas), com as respectivas reacções, B	36
Figura 3.30 – Diagrama de momento flector do tabuleiro da ponte em estudo, concebido com viga caixão, para uma combinação fundamental com sobrecarga como acção variável de base.	36
Figura 3.31 - Distribuição qualitativa de tensões normais da secção da viga em caixão.	37
Figura 3.32 - Secção em caixão solicitada por esforço transversal, V_{Ed} , e momento torsor, T_{Ed}	38
Figura 3.33 - Diagrama qualitativo de tensões tangenciais devido ao esforço transversal, V_{Ed}	39
Figura 3.34 – Diagrama qualitativo de tensões tangenciais devido ao momento torsor actuante, T_{Ed} ...40	
Figura 3.35 - Diagrama qualitativo de tensões tangenciais devido ao esforço transversal, V_{Ed} , em conjunto com o momento torsor, T_{Ed}	40
Figura 3.36 – Modelo de cálculo de um painel da chapa de um banzo da secção.	41
Figura 3.37 - Modelo da chapa de banzo superior no programa de placas EBPlate [12].....	43
Figura 3.38 - Modelo da chapa de banzo inferior no programa de placas EBPlate ² [12].	43
Figura 3.39 – Primeiro modo de instabilidade da chapa do banzo superior.....	44
Figura 3.40 – Corte transversal AA da Figura 3.39, em $x = 900\text{ mm}$	45
Figura 3.41 – Modo de instabilidade para o qual os painéis interiores encurvam.	47
Figura 3.42 – Corte transversal AA da Figura 3.41, em $x = 1100\text{ mm}$	48
Figura 3.43 - Primeiro modo de instabilidade do banzo inferior devido ao momento flector negativo.49	
Figura 3.44 – Primeiro modo de instabilidade do painel reforçado da chapa de banzo superior e do reforço longitudinal em T invertido.	50
Figura 3.45 – Corte transversal BB da Figura 3.44, em $x = 900\text{ mm}$	50
Figura 3.46 – Corte longitudinal CC da Figura 3.44, em $y = 1250\text{ mm}$	51
Figura 3.47 – Primeiro modo de instabilidade do painel reforçado, na chapa de banzo inferior e do reforço longitudinal em T invertido.	51
Figura 3.48 – Corte transversal AA da Figura 3.47, em $x = 900\text{ mm}$	52
Figura 3.49 - Primeiro modo de instabilidade de uma chapa sujeita a um estado de tensão de corte puro.	53
Figura 3.50 – Corte AA da Figura 3.49.....	53
Figura 3.51 - Diagrama de esforço transversal do tabuleiro da ponte em estudo, concebido com viga caixão, para uma combinação fundamental com sobrecarga como acção variável de base.	54
Figura 3.52 - Diagrama de momento torsor do tabuleiro da ponte em estudo, concebido com viga caixão, para uma combinação fundamental com sobrecarga como acção variável de base..	54
Figura 3.53 - Modo de instabilidade de uma chapa sujeita a tensões tangenciais, τ , e à tensão normal, σ_{za}	55

Figura 3.54 – Corte transversal AA da Figura 3.53.	55
Figura 3.55 – Modo de instabilidade de uma chapa sujeita a tensões normais, σ_{xx} , devido ao momento flector positivo e à tensão normal, σ_{za}	56
Figura 3.56 – Modo de instabilidade de uma chapa sujeita a tensões normais, σ_{xx} , devido ao momento flector negativo, à tensão normal, σ_{za} e à tensão tangencial, τ	56
Figura 3.57 – Secção da EN 1993-1-1 a considerar para a classificação dos elementos internos dos banzos.	57
Figura 3.58 - Secção da EN 1993-1-1 a considerar para a classificação dos elementos dos banzos em consola.	57
Figura 3.59 - Secção da EN 1993-1-1 a considerar para a classificação das almas.....	58
Figura 3.60 - Diagrama de tensões normais devido ao “shear lag” e respectiva largura efectiva.	60
Figura 3.61 – Largura efectiva secção em caixão qualitativa.....	61
Figura 4.1 - Traçado do tabuleiro concebido com viga Vierendeel [25].....	68
Figura 4.2 – a) Alçado lateral do pilar P1; b) Alçado frontal do pilar P1 [25].....	68
Figura 4.3 – a) Alçado lateral do pilar P2; b) Alçado frontal do pilar P2 [25].....	69
Figura 4.4 - Viga Vierendeel integrada na guarda na zona do vão.	70
Figura 4.5 - Corte da secção do tabuleiro na zona do vão [25].	71
Figura 4.6 - Corte da secção do tabuleiro na zona dos pilares [25].	71
Figura 4.7 - Viga Vierendeel integrada nas guardas na zona dos pilares.	72
Figura 4.8 – Corte longitudinal do tabuleiro na zona dos pilares, com vista para as chapas de aço integradas nas guardas [25].	72
Figura 4.9 – Chapas de aço integradas nas guardas, na zona dos pilares [25].....	72
Figura 4.10 - Representação do modelo de cálculo da ponte pedonal em estudo, com tabuleiro concebido com viga Vierendeel.....	73
Figura 4.11 – Descontinuidade existente nas guardas estruturais do tabuleiro.	75
Figura 4.12 - Discretização da laje maciça.....	76
Figura 4.13 – Corte longitudinal do tabuleiro na zona dos pilares [25].	77
Figura 4.14 – Corte transversal do tabuleiro na zona dos pilares [25].	78
Figura 4.15 – Pormenor A da Figura 4.14 [25].	78
Figura 4.16 – a) Pormenor da peça inferior do apoio; b) Pormenor do apoio visto de cima [25].	78
Figura 4.17 – Corte transversal do tabuleiro, na zona de um dos encontros [25].	79
Figura 4.18 – Pormenor do apoio deslizante num dos encontros [25].	79
Figura 4.19 - Corte longitudinal do tabuleiro na zona dos pilares [25].....	80

Figura 4.20 – Pormenor A da Figura 4.19.....	80
Figura 4.21 - Corte transversal na zona dos pilares [25].....	81
Figura 4.22 – Pormenor A da Figura 4.21.....	81
Figura 4.23 - Corte longitudinal da zona do vão [25].	82
Figura 4.24 - Bossas da chapa colaborante.	83
Figura 4.25 – Força distribuída aplicada no tabuleiro segundo a direcção y' , devida à acção do vento (vista em planta).	86
Figura 4.26 – Pormenor A da Figura 3.20.....	86
Figura 4.27 - Diagrama de esforço axial da viga Vierendeel integrada nas guardas do troço 3.	89
Figura 4.28 - Diagrama de esforço transverso da viga Vierendeel integrada nas guardas do troço 3. ..	89
Figura 4.29 – Diagrama de esforço transverso da viga Vierendeel, em que as duas cordas têm a mesma rigidez de flexão.	90
Figura 4.30 – a) Diagrama de momento flector dos montantes da viga Vierendeel, cujas cordas têm igual rigidez de flexão. b) Deformada dos montantes da viga Vierendeel, cujas cordas têm igual rigidez.	91
Figura 4.31 - a) Diagrama de momento flector dos montantes da viga Vierendeel, cuja corda superior possui maior rigidez de flexão face à corda inferior. b) Deformada dos montantes da viga Vierendeel, cuja corda superior possui maior rigidez de flexão face à corda inferior.....	91
Figura 4.32 - Diagrama de momento flector da viga Vierendeel integrada nas guardas do troço 3.	92
Figura 4.33 – Deformada da viga Vierendeel integrada nas guardas do troço 3.	92
Figura 4.34 – Pormenor A da Figura 4.33, correspondente à corda superior.	92
Figura 4.35 – Pormenor B da Figura 4.33, correspondente à corda inferior.	93
Figura 4.36 - Diagrama de esforço axial no tabuleiro, na zona do vão.	93
Figura 4.37 – Diagrama de momentos flectores na corda inferior e nos montantes na zona do pilar P2.	94
Figura 4.38 - Descontinuidade nas guardas do tabuleiro, na zona dos pilares.	94
Figura 4.39 – Momento flector na base dos montantes, devido às forças de desvio.	95
Figura 4.40 – Corte longitudinal do modelo de cálculo da viga Vierendeel.	95
Figura 4.41 – Deformada dos pórticos constituídos pelos montantes e travessas devida à encurvadura das cordas superiores segundo o plano horizontal.	96
Figura 4.42 – Modelo de cálculo de uma das cordas superiores das guardas do troço 3, segundo o plano horizontal.	96
Figura 4.43 – Representação do pórtico do tabuleiro em estudo e dos parâmetros da expressão (4.11).	97
Figura 4.44 – Modo de instabilidade, segundo o plano horizontal, em que os pórticos são rígidos.	98

Figura 4.45 – Modo de instabilidade, segundo o plano horizontal, em que os pórticos são deformáveis.	98
Figura 4.46 – Encurvadura por esforço axial, segundo o plano horizontal, das cordas devido à baixa rigidez dos pórticos.	98
Figura 4.47 – Dimensões a considerar para a classificação dos componentes comprimidos dos perfis, corda inferior e montantes.	99
Figura 4.48 – Dimensões a considerar para a classificação dos banzos em consola da corda inferior e montantes.	99
Figura 4.49 - Dimensões a considerar para a classificação dos componentes comprimidos da corda superior.	99
Figura 4.50 – Representação dos eixos da secção transversal das cordas superiores.	101
Figura 4.51 – Representação dos eixos da secção transversal das cordas inferiores e montantes.	104

Índice de Quadros

Quadro 3.1 - Propriedades mecânicas do aço utilizado no tabuleiro, concebido com viga caixão.....	21
Quadro 3.2 - Propriedades mecânicas do betão utilizado nos pilares da ponte.	21
Quadro 3.3 – Esbelteza normalizada do painel não reforçado de 700 mm e dos reforços longitudinais de extremidade, para o banzo superior.....	46
Quadro 3.4 – Estimativa de custo da concepção com viga caixão.	65
Quadro 4.1 - Propriedades mecânicas do betão utilizado no tabuleiro, concebido com viga Vierendeel integrada nas guardas, e nos pilares da ponte.	74
Quadro 4.2 - Propriedades mecânicas do aço utilizado no tabuleiro, concebido com viga Vierendeel integrada nas guardas.	74
Quadro 4.3 - Valores característicos das variações de temperatura.....	88
Quadro 4.4 – Estimativa de custo dos elementos estruturais metálicos.	108
Quadro 4.5 – Estimativa de custo das lajes, mista e maciça.	108
Quadro 5.1 – Quadro comparativo das duas concepções analisadas.	111

Lista de Abreviaturas, Siglas e Símbolos

Abreviaturas

SLS Estados limites de serviço

ULS Estados limites últimos

Siglas

EUA Estados Unidos da América

FCT Faculdade de Ciências e Tecnologia

UNL Universidade Nova de Lisboa

Símbolos

$\alpha_{betão}$ Coeficiente de dilatação térmica linear do betão

$\alpha_{aço}$ Coeficiente de dilatação térmica linear do aço

β Coeficiente efectivo

$\gamma_{aço}$ Peso específico do aço

$\gamma_{betão}$ Peso específico do betão

γ_{ba} Peso específico do betão armado

$\gamma_{G,j}$ Coeficiente parcial relativo à acção permanente j

γ_{M0} Coeficiente parcial de segurança para a resistência de secções transversais de qualquer classe

γ_{M1} Coeficiente parcial de segurança para resistência dos elementos em relação a fenómenos de encurvadura, avaliada através de verificações individuais de cada elemento

$\gamma_{Q,1}$ Coeficiente parcial relativo à acção variável 1

$\gamma_{Q,i}$ Coeficiente parcial relativa à variável i

ΔT Variação de temperatura

$\varepsilon_{cd,0}$ Extensão de secagem de referência

ε_r	Extensão do elemento estrutural de betão devido à retracção.
ε	$\sqrt{\frac{235}{fy}}$
$\varepsilon_{ca,\infty}$	Extensão do betão devido à retracção autogénea a tempo infinito.
$\varepsilon_{cd,\infty}$	Extensão do betão devido à retracção de secagem a tempo infinito
$\varepsilon_{cs,\infty}$	Extensão de betão devido à retracção a tempo infinito
ν	Coefficiente de Poisson
$\nu_{aço}$	Coefficiente de Poisson do aço
$\nu_{betão}$	Coefficiente de Poisson do betão
λ_c	Esbelteza normalizada de colunas
λ_p	Esbelteza normalizada de chapas
λ_w	Esbelteza normalizada da alma
θ	Ângulo referente às forças do vento
ρ	Massa volúmica do ar
ρ_c	Coefficiente de redução
σ_1	Tensão normal na direcção longitudinal máxima
σ_2	Tensão normal na direcção longitudinal mínima
σ_{a1}	Tensão do aço à compressão
σ_{a2}	Tensão do aço à tracção
σ_{s1}	Tensão do das armaduras de aço à tracção
σ_{cr}	Tensão normal crítica
$\sigma_{c,máx}$	Tensão máxima nas fibras de betão da secção
$\sigma_{x,Ed}$	Valor de cálculo da tensão normal longitudinal no ponto considerado
σ_{xi}	Tensão normal aplicada ao banzo inferior
σ_{xs}	Tensão normal aplicada ao banzo superior
σ_x	Tensão normal segundo a direcção x
$\sigma_{x,Ed}$	Valor de cálculo da tensão normal longitudinal local no ponto considerado
$\sigma_{z,Ed}$	Valor de cálculo da tensão normal transversal local no ponto considerado
$\sigma_{z,a}$	Tensão aplicada na alma segundo a direcção z
τ	Tensão tangencial

τ_{cr}	Tensão tangencial crítica
τ_{Ed}	Valor de cálculo da tensão tangencial no ponto considerado
φ_L	Coefficiente de fluência $\varphi(t,t_0)$
χ_{LT}	Coefficiente de redução para encurvadura lateral
χ_w	Factor de redução de encurvadura da alma
χ_y	Coefficiente de redução para encurvadura por compressão segundo y
Ψ	Relação de tensões nas extremidades do painel
$\Psi_{0,i}$	Coefficiente para a determinação de uma variável i
$\Psi_{2,i}$	Coefficiente para a determinação do valor quase-permanente de uma acção variável i
Ψ_L	Factor multiplicativo da fluência em função do tipo de carregamento
Ω'_y	Área reduzida de corte segundo a direcção y
Ω'_z	Área reduzida de corte segundo a direcção z
A_{eff}	Área efectiva
A_{inf}	Área de influência dos reforços longitudinais
A_m	Área limitada pela linha média numa secção fechada de paredes finas
$A_{ref,y}$	Área de referência sobre a qual incide a força do vento segundo y
$A_{ref,z}$	Área de referência sobre a qual incide a força do vento segundo z
A	Área da secção transversal
A_s	Área de aço das armaduras
A_{sl}	Área de todos os reforços longitudinais no interior da largura b_0
A_v	Área resistente ao esforço transversal
B	Reacção nas almas
$C_0(z)$	Coefficiente de orografia
C_e	Coefficiente de exposição
$C_{f,y}$	Coefficiente de força, segundo a direcção y
$C_{f,z}$	Coefficiente de força, segundo a direcção z
CP	Carga permanente
C_y	Coefficiente de força do vento na direcção y
C_z	Coefficiente de força do vento na direcção z

E	Módulo de elasticidade
E_{cm}	Módulo de elasticidade secante do betão
E_{fund}	Efeito da acção fundamental
E_s	Módulo de elasticidade do aço estrutural
F	Força horizontal aplicada nas guardas
F_{cr}	Valor crítico do carregamento
F_{Ed}	Valor de cálculo do carregamento da estrutura
F_{des}	Força de desvio nas guardas
$F_{w,y}$	Carga do vento segundo a direcção y
$F_{w,z}$	Carga do vento segundo a direcção z
$F_{w,y}'$	Carga do vento segundo a direcção y'
G	Módulo de distorção
$G_{k,j}$	Valor característico da acção permanente j
I	Momento de inércia da secção em relação ao eixo neutro
$I_v(z)$	Intensidade da turbulência à altura z
I_{yy}	Inércia de flexão segundo a direcção y
I_{zz}	Inércia de flexão segundo a direcção z
J	Inércia de torção
L_e	Distância entre pontos adjacentes de momento flector nulo
L	Comprimento do elemento
K	Coefficiente de encurvadura
M_B	Momento flector negativo imediatamente antes da espessura do apoio
$M_{c,Rd}$	Momento flector resistente
M_{des}	Momento flector devido às forças de desvio
$M_{el,Rd}$	Momento flector elástico resistente
$M_{max,real}^-$	Máximo momento flector negativo teórico
$M_{max,teo}^-$	Máximo momento flector negativo teórico
$M_{N,Rd}$	Momento flector resistente plástico reduzido pelo esforço normal
$M_{pl,Rd}$	Momento flector resistente plástico em torno do eixo y

M_{Rd}	Momento flector resistente
$M_{y,Ed}$	Momento flector actuante de dimensionamento segundo y
M_{yy}	Momento flector aplicado segundo a direcção y
$M_{z,Ed}$	Momento flector actuante de dimensionamento segundo z
N_{cr}	Esforço axial de compressão crítico
N_{Ed}	Esforço axial actuante de dimensionamento
$N_{Ed,ref\ ext}$	Esforço normal actuante no reforço longitudinal exterior
$N_{pl,Rd}$	Esforço axial plástico resistente
$Q_{k,1}$	Valor característico da acção variável de base da combinação 1
$Q_{k,i}$	Valor característico da acção variável acompanhante i
R	Reacção do apoio
S	Momento estático, em relação ao eixo neutro
SC	Sobrecarga
S_y	Momentos estáticos, segundo o eixo y
S_z	Momentos estáticos, segundo o eixo z
T	Força de tracção nas guardas
T_{Ed}	Momento torsor actuante de dimensionamento
$V_{b,Rd}$	Valor resistente à encurvadura por esforço transverso
$V_{bf,Rd}$	Contribuição dos banzos para o esforço transverso resistente
$V_{bw,Rd}$	Contribuição das almas para o esforço transverso resistente
V_{Ed}	Esforço transverso actuante de dimensionamento
$W_{eff,y}$	Módulo elástico efectivo da secção segundo y
$W_{eff,z}$	Módulo elástico efectivo da secção segundo z
$W_{el,min}$	Módulo elástico efectivo mínimo
W_{pl}	Módulo de flexão plástico
b	Largura do tabuleiro
b_0	Metade da largura de um elemento interno ou largura de um elemento em consola
b_{eff}	Largura efectiva
b_{ei}	Valor da largura efectiva do banzo de betão de cada lado da alma

b_i	Espessura do reforço i
$e_{0,d}$	Deformada inicial para a contabilização dos efeitos de 2ª ordem
$e_{y,N}$	Varição da posição do eixo neutro elástico segundo y
$e_{z,N}$	Varição da posição do eixo neutro elástico segundo z
f_{ck}	Valor característico da tensão de rotura do betão à compressão aos 28 dias de idade
$f_{ctk,0.95}$	Valor característico da tensão de rotura do betão à tracção simples
f_y	Tensão de cedência do aço
h	Altura da secção
h_w	Altura da alma
h_g	Altura das guardas
k	Coefficiente utilizado no cálculo do momento flector resistente elástico em vigas mistas
k_h	Coefficiente que depende da espessura equivalente
k_l	Coefficiente de turbulência
k_{yy}	Factor de interacção em flexão composta yy
k_{yz}	Factor de interacção em flexão composta yz
n_0	Coefficiente de homogeneização para cargas de curta duração
n_L	Coefficiente de homogeneização do betão devido aos efeitos de fluência a médio ou longo prazo
p	Carga vertical a que o banzo superior está sujeito
p_{Ed}	Carga aplicada nos reforços longitudinais
t	Espessura da chapa
t_{SC}	Momento torsor distribuído devido à sobrecarga
t_F	Momento torsor distribuído devido à força F
t_w	Espessura da alma
v_m	Valor característico da velocidade média do vento
y	Distancia entre a linha neutra da secção e uma dada fibra da secção
z_0	Comprimento de rugosidade

Grandezas, unidades e subunidades

°	Grau
kg	Quilograma
kN	Quilonewton
kNm	Quilonewton-metro
m	Metro
m/s	Metro por segundo
MPa	Megapascal
N	Newton
mm	Milímetro

Capítulo 1

1 Introdução e Objectivos da Dissertação

1.1 Descrição do problema

A utilização de secções transversais em que a relação largura/espessura de alguns dos seus elementos se inclui na Classe 4, segundo o estabelecido no EC3, constitui uma alternativa competitiva no mercado da construção, pois possibilita uma optimização significativa ao nível do peso do material consumido, apesar de eventuais limitações quanto à tensão máxima a utilizar. Por esta razão, a secção em caixão é bastante utilizada, não só em Portugal mas também em vários países da Europa, nomeadamente a Alemanha e a Inglaterra. Foi, aliás, nestes países que, devido aos numerosos colapsos de pontes e viadutos em estrutura metálica ocorridos, se registaram enormes e importantes avanços nos processos de dimensionamento deste tipo de estrutura.

Uma das razões pela qual se utiliza a secção em caixão com tanta frequência deve-se ao facto de esta ter boa resistência à torção. De facto, com este tipo de concepção é possível construir-se estruturas com capacidade para suportar elevados momentos torsores, como o caso das pontes curvas. Estas têm a vantagem de originarem bom impacto visual, pelo que representam uma vantagem em relação às pontes com traçado rectilíneo, designadamente ao nível estético.

Todavia, este tipo de construção metálica coloca, nalguns casos, desafios delicados ao projectista, nomeadamente o económico. O facto de o pavimento ser integralmente em aço e ter uma largura considerável, faz com que o custo desta solução seja elevado. Assim, justifica-se o estudo de soluções alternativas para os tabuleiros. Surge assim a hipótese do tabuleiro com pavimento em laje mista e vigas laterais do tipo Vierendeel, ocupando as posições das guardas.

A concepção com viga Vierendeel teve o seu auge na Bélgica no início do século XX, pese embora em Portugal nunca tenha chegado a ter um impacto semelhante ao atingido noutros países da Europa, designadamente devido à elevada relação preço/capacidade resistente que se obtinha. Porém, em certas circunstâncias, esta solução pode tornar-se uma alternativa competitiva face à viga caixão, em termos económicos, se for aplicada de maneira diferente daquela que tradicionalmente se realizava.

Esta dissertação visa avaliar a ponte que faz a ligação da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa ao Madan Parque e cuja finalidade é vencer a estrada nacional que separa estas instituições. Para a sua concepção foram elaborados dois projectos distintos, cada um deles considerando tipos de viga diferentes:

- 1) Tabuleiro integralmente metálico com viga caixão constituída por placas esbeltas;
- 2) Tabuleiro com pavimento misto e vigas principais Vierendeel integradas nas guardas.

A razão pela qual foram elaborados dois projectos distintos prendeu-se com o facto de o primeiro projecto a ser elaborado, ter apresentado um custo muito elevado face às pretensões do dono de obra. Foi, por isso, necessário elaborar um outro projecto, que satisfazendo igualmente o objectivo em consideração apresentasse um custo mais baixo.

O objectivo desta dissertação é analisar e comparar duas soluções distintas da ponte pedonal que liga o Madan Parque à Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa. Inicialmente, para a ponte em estudo foi desenvolvido o projecto de uma concepção com viga caixão, em que o tabuleiro tinha 3500 mm de largura, como ilustra a Figura 1.1.

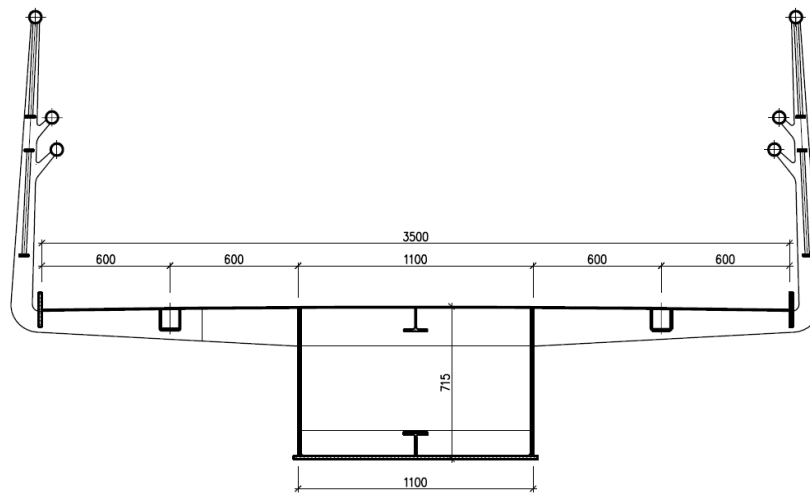


Figura 1.1 – Secção transversal do projecto inicial da concepção com viga caixão [24].

Porém, a ponte efectivamente construída, com viga Viereendeel integrada nas guardas, tem 2500 m de largura. De maneira a permitir a comparação das duas concepções, a largura da viga caixão foi, neste estudo, alterada para 2500 mm, como ilustra a Figura 1.2. Em consequência desta alteração, foram retirados os reforços longitudinais com secção em U.

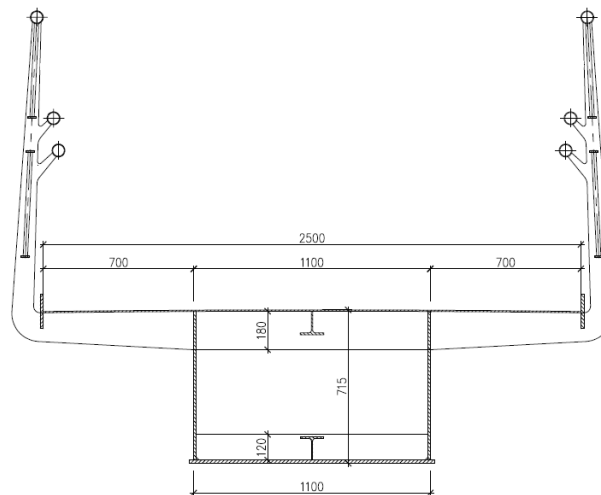


Figura 1.2 - Secção transversal da concepção com viga caixão [24].

O controlo de vibrações em pontes pedonais constitui, em geral, um desafio para os projectistas, sendo por isso um aspecto de elevada importância ao nível do projecto. Porém, na análise das duas concepções abordadas nesta dissertação não se fará referência a esta questão.

1.2 Organização da dissertação

No capítulo 2 referem-se exemplos de soluções estruturais para tabuleiros concebidos com viga caixão e viga Vierendeel, de modo a permitir ao leitor o conhecimento do que já foi realizado nesta área, tanto em Portugal, como a nível internacional.

Nos capítulos 3 e 4 é feita a análise das soluções com viga caixão e com vigas Vierendeel, respectivamente. Nessas análises são abordados vários aspectos do projecto, nomeadamente ao nível de modelação, acções, comportamento e particularidades de dimensionamento.

No capítulo 5 comparam-se as duas concepções analisadas nos dois capítulos anteriores, tendo em consideração os aspectos funcionais, a capacidade resistente e a viabilidade económica de cada uma. As vantagens e desvantagens fundamentarão a escolha da melhor concepção a adoptar para este caso.

Finalmente, no capítulo 6 apresentam-se as conclusões do trabalho realizado no âmbito da dissertação e exprimem-se sugestões, de forma a permitir o desenvolvimento de futuros trabalhos.

Capítulo 2

2 Breve caracterização das duas soluções e suas aplicações

Neste capítulo são abordadas soluções estruturais concebidas com viga caixão e viga Vierendeel. Para ambas as concepções são referidos casos práticos construídos em Portugal e no estrangeiro. De realçar que neste capítulo é dada mais importância à viga Vierendeel, visto que a viga caixão é uma solução estrutural muito utilizada e divulgada em todo o mundo.

2.1 Soluções estruturais concebidas com viga caixão

As pontes concebidas com viga caixão têm como principal característica mecânica a sua boa resistência à torção. É por esta razão que as pontes curvas, como ilustra a Figura 2.1, são normalmente construídas com este tipo de concepção, pois estão sujeitas a momentos torsores elevados.



Figura 2.1 - Ponte curva em betão armado e pré-esforçado [26].

Outra característica da viga caixão, em termos de estruturas metálicas, é a sua boa capacidade resistente à encurvadura lateral. Quando as vigas apresentam grandes vãos, estão sujeitas a momentos flectores elevados e caso as suas secções tenham pouca rigidez de torção podem ter tendência a encurvar lateralmente, pelo que se colocam barras de contraventamento ou se concebe a tradicional viga caixão, ilustrada na Figura 2.2. Aliás, a este tipo de instabilidade é também chamada encurvadura por flexão-torção, pelo que é notória a sua relação o momento torsor.



Figura 2.2 – Ponte na estação de comboios de Linfen, Xangai, com tabuleiro concebido com viga caixão [27].

No que diz respeito ao caso português, a maior parte dos tabuleiros metálicos concebidos com viga caixão são os passadiços que cruzam vias de comunicação rodoviárias. Na Figura 2.3 está representado o passadiço metálico em curva situado no Parque das Nações em Lisboa, concebido com viga caixão. Este é um exemplo de como as pontes curvas proporcionam bom impacto em termos estéticos.



Figura 2.3 – Passadiço metálico curvo, com secção em caixão, no Parque das Nações, em Lisboa.

No tabuleiro da ponte da Figura 2.3, as consolas laterais que fazem parte do pavimento são apoiadas por escoras inclinadas, de maneira a evitar grandes deformações. Outro modo de evitar este efeito é a colocação do caixão com geometria trapezoidal, diminuindo assim a largura das consolas laterais do pavimento, como é o caso da ponte pedonal metálica representada na Figura 2.4.



Figura 2.4 - Passadiço metálico com viga caixão com geometria trapezoidal, em Lisboa.

De modo a minimizar, ainda mais, o efeito das deformações nas consolas laterais nos dois casos atrás mencionados, colocam-se travessas inferiormente ao pavimento. No caso de estudo que será abordado no capítulo seguinte, o controlo das deformações é obtido apenas através de travessas, como se verá mais à frente em pormenor.

2.2 Soluções estruturais concebidas com viga Vierendeel

Na maioria das pontes metálicas, com tabuleiro inferior, actualmente em funcionamento, os elementos estruturais principais são treliças. Os eixos das barras adjacentes das triangulações da alma das treliças encontram-se, normalmente, no mesmo ponto dos eixos das cordas ou a distâncias muito pequenas, o que faz com que o esforço predominante seja o axial.

Porém, existem pontes com um tipo de concepção um pouco diferente, como é o caso da viga Vierendeel (Figura 2.5). Esta contém aberturas rectangulares e ligações rígidas que, ao contrário das treliças convencionais, resistem a momentos flectores significativos. As barras dispostas na vertical designam-se por montantes, enquanto as barras horizontais designam-se por cordas.

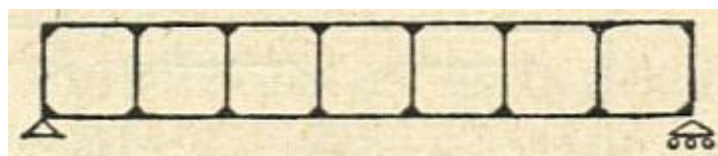


Figura 2.5 – Modelo de cálculo da viga Vierendeel [28].

Este tipo de viga também se destaca por ser esteticamente mais atraente, uma vez que permite uma elevada transparência, minimizando o impacto visual e adequando-se melhor na envolvente onde estão inseridas face às treliças.

A viga Vierendeel é um sistema estrutural altamente hiperestático, devido ao facto de existirem malhas fechadas e as suas ligações serem rígidas. Este facto, antigamente, era sinónimo de maior complicação para os projectistas, pois não existiam os programas de cálculo automático que hoje são fundamentais para a optimização das estruturas com vista à diminuição do seu custo.

Assim, é compreensível que este sistema, na altura em que foi concebido, raramente fosse utilizado fora do país onde teve mais expressão, a Bélgica. O sobredimensionamento era pois evidente nas estruturas com este tipo de sistema, o que representava um problema a nível de custos.

A primeira ponte do tipo Vierendeel a ser projectada (Figura 2.6) foi construída em aço, em 1902, na cidade natal de Arthur Vierendeel, em Avelgem. Esta ponte é rodoviária e tem passadiços laterais exteriores nos bordos do tabuleiro ao longo de todo o seu comprimento.



Figura 2.6 - Primeira ponte concebida com viga Vierendeel, em aço [29].

A ponte pedonal Toyomibashi, em Tóquio, ilustrada na Figura 2.7, foi concebida como uma viga Vierendeel. Esta ponte, para além da sua função - permitir o atravessamento de um rio - proporciona aos peões a possibilidade de desfrutarem da paisagem envolvente, sem que nenhum sistema treliçado os impeça de tal.



Figura 2.7 - Ponte Toyomibashi, concebida com viga Vierendeel, em Toquio [30].

Existem vários exemplos deste tipo de pontes na Bélgica, também em betão armado (Figura 2.8 e Figura 2.9), sendo que muitas delas foram construídas por alunos de Arthur Vierendeel. Em termos económicos, a concepção em betão armado representa geralmente uma solução mais vantajosa em relação à do aço, uma vez que o betão armado é mais barato e resiste igualmente bem aos momentos flectores.



Figura 2.8 - Construção de uma ponte concebida com viga Vierendeel, em betão armado [30].

Hoje em dia, este tipo de concepção apenas se utiliza caso se queira evitar a inclusão de grandes peças ou de elementos diagonais que poderiam interferir com a estética e a funcionalidade da construção. No fundo, a viga Vierendeel é menos eficiente do que a solução habitual em treliça, mas oferece vantagens em termos de espaço, funcionalidade, luz e estética.



Figura 2.9 - Ponte concebida com viga Vierendeel, em betão armado [30].

As pontes com tabuleiro inferior baseadas no sistema de viga Vierendeel quando sujeitas a cargas elevadas, como o caso de pontes rodoviárias, ferroviárias ou mesmo pedonais com uma largura considerável, têm um custo muito elevado face a outras soluções baseadas num sistema treliçado. Porém, no que diz respeito às pontes pedonais de pequena largura, como as cargas são menores face aos casos anteriormente descritos, a viga Vierendeel pode ser integrada nas guardas. Desta forma, é possível reduzir a quantidade de material necessário para obter a resistência desejada e otimizar os

custos da ponte. Na Figura 2.10 está representada uma ponte pedonal em que a viga Vierendeel é integrada nas guardas.



Figura 2.10 - Ponte pedonal no Riverside Park, concebida com viga Vierendeel, no Reino Unido [31].

A ponte da Figura 2.11a) tem um vão maior relativamente ao da Figura 2.10, pelo que é necessário ampliar a sua capacidade resistente, aumentando a altura dos montantes. Porém, devido a fenómenos de instabilidade, a viga Vierendeel de cada guarda necessita de estar ligada, quer pela sua parte superior, quer inferior, facto visível na Figura 2.11b). Na parte inferior do tabuleiro, a ligação é feita através da estrutura do pavimento e na parte superior por perfis metálicos. Estes últimos servem de elementos de contraventamento, fazendo aumentar a carga crítica de Euler dos montantes. Ainda em relação às barras de contraventamento, estas são fundamentais para o aumento da rigidez horizontal e das frequências dos respectivos modos de vibração, factor essencial nos passadiços metálicos.



Figura 2.11 - Ponte pedonal em Broomhill, concebida com viga Vierendeel, no Reino Unido [31].

Num contexto distinto do das pontes, vale a pena referir que é possível classificar o tipo de estrutura resistente dos edifícios correntes como sendo constituída também por viga Vierendeel, caso exista ortogonalidade entre vigas e pilares. Como exemplo, a Figura 2.12 representa um edifício concebido em estrutura metálica, em que os nós de intersecção entre estes dois elementos são rígidos e estão sujeitos a momentos flectores elevados, tal como acontece na viga Vierendeel de uma ponte.



Figura 2.12 - Edifício concebido em estrutura metálica.

Na Figura 2.13 estão representados dois modelos de cálculo da viga Vierendeel: o modelo A corresponde a um edifício, em que as vigas e pilares são ortogonais entre si e o modelo B a um tabuleiro de uma ponte. A única diferença existente entre os dois modelos de cálculo refere-se às suas condições de apoio: o primeiro é encastrado apenas de um lado, e o segundo é apoiado em ambas as extremidades.

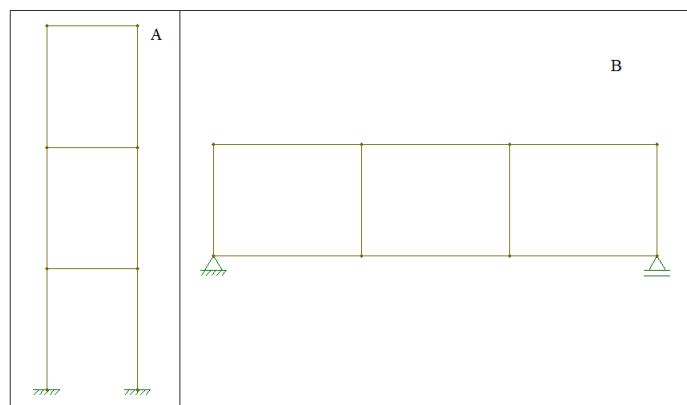


Figura 2.13 - a) Modelo de cálculo de um edifício com vigas e pilares ortogonais entre si; b) Modelo de cálculo do tabuleiro concebido com viga Vierendeel.

Em Portugal, a viga Vierendeel não teve tanta aplicação como noutros países, pelo que são raras as construções metálicas concebidas com este tipo de viga. Não obstante, a ponte situada na Avenida Marechal Gomes da Costa, em Lisboa, mostrada na Figura 2.14, é um exemplo de aplicação deste tipo de viga.



Figura 2.14 – Ponte pedonal com tabuleiro concebido com viga Vierendeel, situada na Av. Marechal Gomes da Costa, em Lisboa.

O facto de existirem aberturas faz com que a estrutura não tenha um aspecto tão “pesado” como habitualmente se vê em relação às construções treliçadas. A Figura 2.15 apresenta um pormenor da viga Vierendeel do mesmo local. A partir desta figura é visível que as ligações entre os perfis metálicos são rígidas, permitindo que esta viga tenha uma boa resistência aos momentos flectores nesses nós.



Figura 2.15 – Pormenor do tabuleiro, concebido com viga Vierendeel, da ponte situada na Av. Marechal Gomes da Costa, em Lisboa.

Capítulo 3

3 Conceção com viga caixão

3.1 Descrição da solução

O tabuleiro da ponte pedonal em estudo, concebido com viga caixão, tem comprimento total de 63,97 m, repartido por três vãos diferentes: o primeiro tem 12,21 m de comprimento, o segundo 23,83 m e o terceiro 27,93 m. O tabuleiro é curvo em planta com um raio de curvatura médio igual a 44 m. Na Figura 3.1 é visível o traçado do tabuleiro em planta.

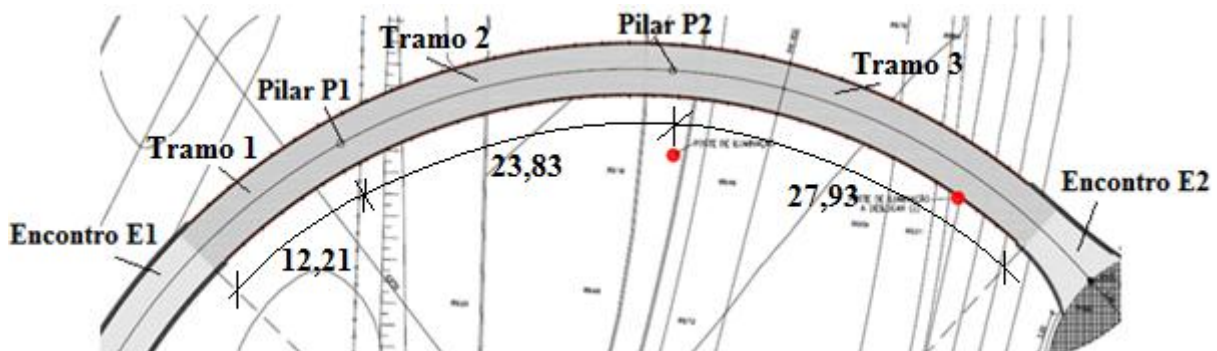


Figura 3.1 - Traçado do tabuleiro da solução com viga caixão, em planta [24].

A secção transversal do tabuleiro da Figura 3.1 está representada na Figura 3.2, onde o banzo superior e as almas têm de espessura 6 e 10 mm, respectivamente. O banzo inferior tem 15 mm de espessura ao longo do tabuleiro, excepto na zona do pilar P2, em que é de 20 mm. Esta zona tem 5410 mm de comprimento, em que 2910 mm estão do lado esquerdo do pilar P2 e 2500 do direito. Os pormenores A e D da Figura 3.2 representam, respectivamente, as travessas superiores e inferiores, ambas

espaçadas de 1800 mm ao longo do tabuleiro. As travessas superiores têm 180 mm de altura e 15 mm de espessura, enquanto as inferiores 120 mm de altura e 12 mm de espessura, respectivamente.

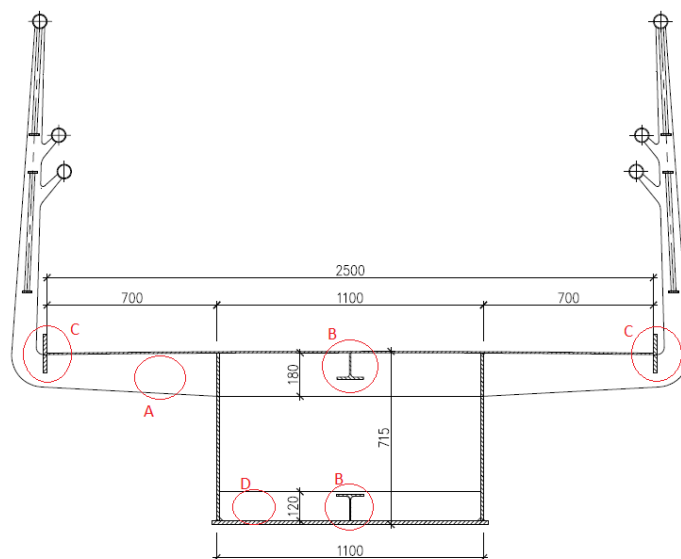


Figura 3.2 - Secção transversal da ponte pedonal com concepção de viga em caixão [24].

Os reforços longitudinais (pormenores B e C da Figura 3.2) têm dimensões constantes ao longo do tabuleiro e direcção do eixo longitudinal do mesmo. Na Figura 3.3 e Figura 3.4 estão representados os reforços longitudinais e é de realçar que, para o banzo inferior, o reforço da Figura 3.4 é em T não invertido.



Figura 3.3 - Reforço longitudinal em chapa metálica no banzo superior [24].

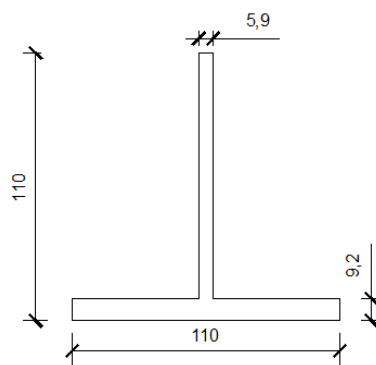


Figura 3.4 - Reforço longitudinal em T invertido no banzo superior [24].

Ao longo da secção transversal estão presentes reforços transversais nas almas, assinalados no pormenor A da Figura 3.5. Estes são espaçados de 9000 mm ao longo do tabuleiro com 10 e 100 mm de espessura e altura, respectivamente.

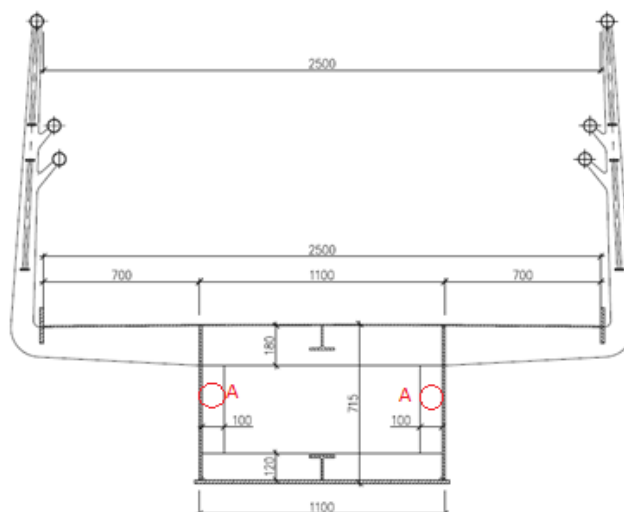


Figura 3.5 - Secção transversal da ponte pedonal com concepção de viga em caixão, com indicação dos reforços transversais das almas [24].

Os pilares P1 e P2, de betão armado e secção rectangular, referenciados na Figura 3.1, estão representados em alçados (lateral e frontal) nas Figura 3.6 e Figura 3.7, respectivamente.

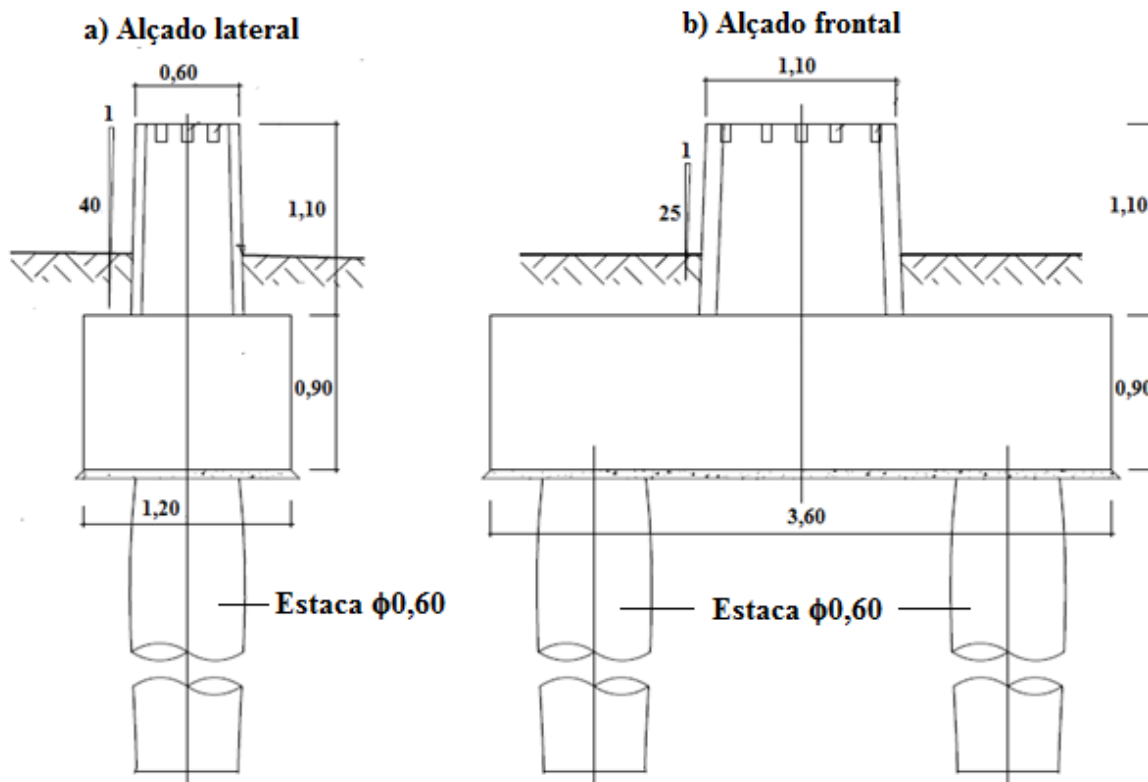


Figura 3.6 - a) Alçado lateral do pilar P1; b) Alçado frontal do pilar P1 [24].

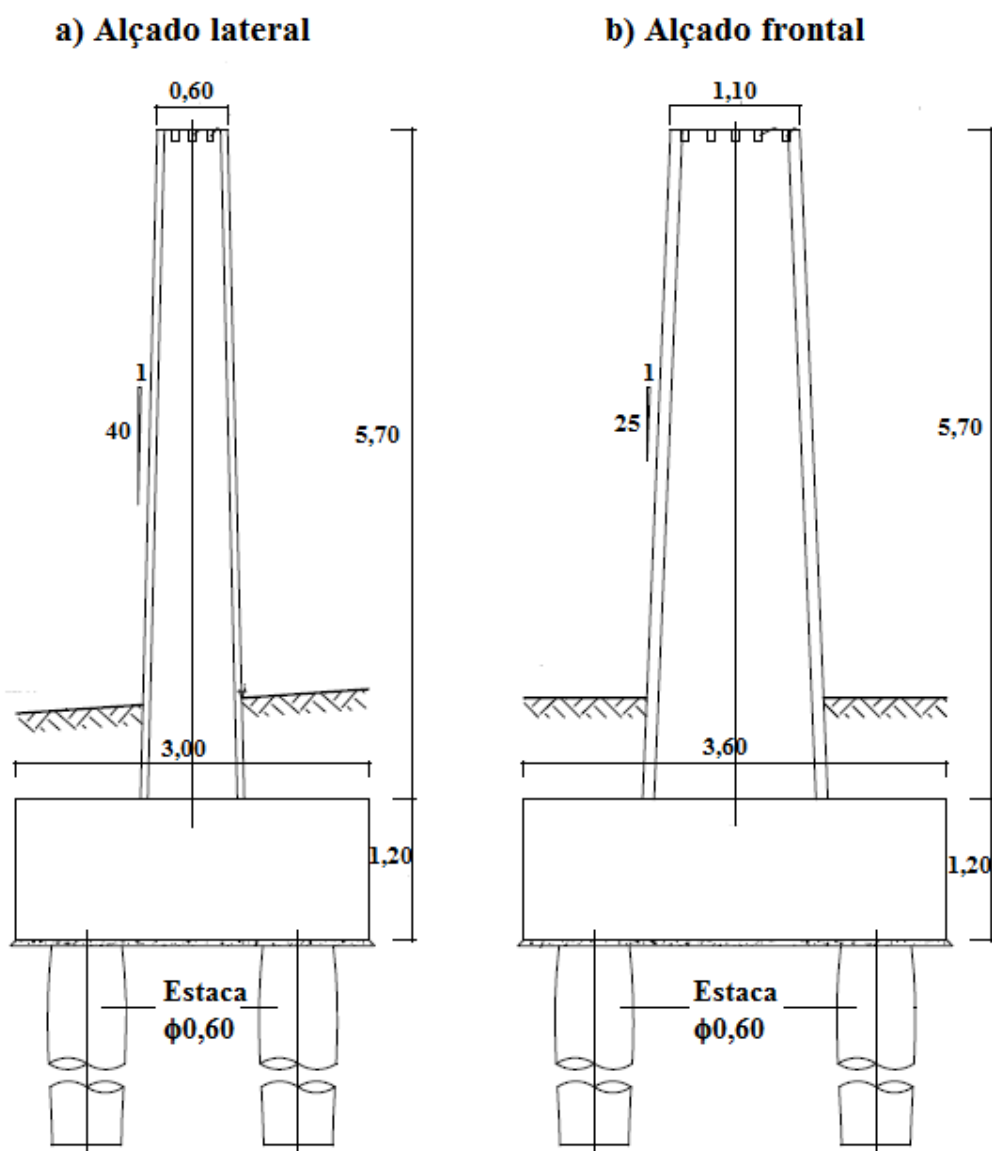


Figura 3.7 – a) Alçado lateral do pilar P2; b) Alçado frontal do pilar P2 [24].

3.2 Modelação estrutural

Como foi dito no Capítulo 1, apenas o tabuleiro é objecto de análise da ponte em estudo. No entanto, é necessária a simulação dos pilares de betão armado no modelo de cálculo. Na Figura 3.8 está representado o modelo de cálculo da ponte em estudo, cujo tabuleiro é concebido com viga caixão. Para isso, utilizou-se o programa de cálculo automático de estruturas SAP2000 [1].

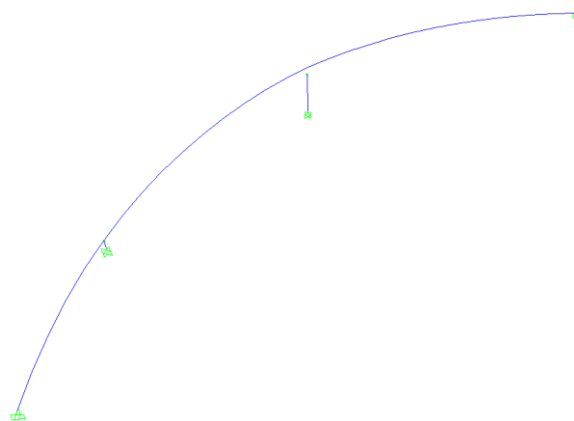


Figura 3.8 - Modelo de cálculo da ponte pedonal concebida com viga caixão, no SAP2000 [1].

3.2.1 Características geométricas dos elementos estruturais

No modelo em SAP2000 [1], para simular o tabuleiro concebido com viga caixão, adoptou-se um elemento de barra curvo. Como neste programa, a secção em caixão não está predefinida, é necessário definir as propriedades geométricas da secção transversal, referidas aos eixos representados na Figura 3.9: área de secção transversal, inércia de torção, inércias de flexão em torno dos eixos y e z e áreas reduzidas de corte segundo as direcções dos eixos y e z.

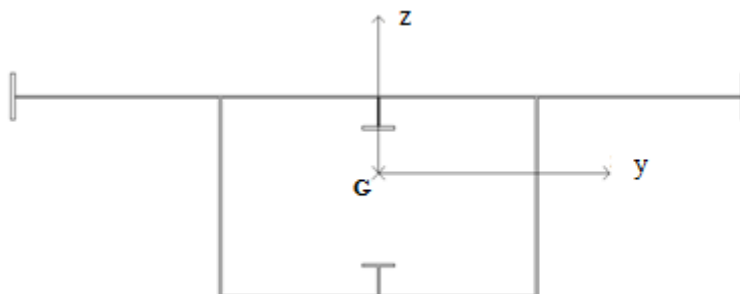


Figura 3.9 - Representação dos eixos da secção transversal da viga caixão.

Na determinação destas propriedades, foram feitas algumas considerações importantes:

- No cálculo da área de secção transversal e da inércia, segundo os eixos y e z, teve-se em consideração os reforços longitudinais;
- As áreas reduzidas de corte, segundo as direcções y e z, são dadas pelas seguintes expressões:

$$\Omega'_y = \frac{V_y^2}{\int_{\Omega} \tau_y^2 d\Omega} \quad (3.1)$$

$$\Omega'_z = \frac{V_z^2}{\int_{\Omega} \tau_z^2 d\Omega} \quad (3.2)$$

- Como o valor da inércia de torção do caixão é muito superior face à dos restantes elementos da secção, é possível desprezarem-se estes últimos para efeitos de cálculo desta propriedade geométrica. Assim, a inércia de torção de uma secção fechada de parede fina é dada pela seguinte expressão [13]:

$$J = \frac{4A_m^2}{\oint \frac{ds}{t}} \quad (3.3)$$

em que:

V_y e V_z são os esforços transversos, segundo os eixos y e z , respectivamente;

τ_y e τ_z são as tensões tangenciais, devido ao esforço transversal, segundo os eixos y e z , respectivamente;

A_m é a área limitada pela linha média numa secção fechada de paredes finas;

s é uma coordenada definida ao longo do contorno de uma secção fechada de paredes finas;

t é a espessura do elemento.

No mesmo modelo, para simular os pilares da ponte P1 e P2, adoptaram-se elementos rectilíneos. Como é possível observar na Figura 3.6 e Figura 3.7, a secção transversal destes elementos não é constante ao longo do seu comprimento. Visto que as inclinações das faces dos pilares, relativamente ao eixo vertical, não são acentuadas (2,5 e 4 %, no alçado frontal e lateral, respectivamente), a simulação destes elementos, no modelo, é feita com secção transversal constante. Para esta última, considera-se a situada a meia altura dos pilares.

3.2.2 Características mecânicas dos materiais

O aço utilizado no tabuleiro concebido com viga caixão é o S275JR e tem como principais características mecânicas as apresentadas no Quadro 3.1. Estas propriedades são atribuídas ao modelo de cálculo definido no ponto anterior.

Quadro 3.1 - Propriedades mecânicas do aço utilizado no tabuleiro, concebido com viga caixão.

Símbolo	Propriedade mecânica	Valor
$\gamma_{aço}$	Peso específico do aço [kN/m^3]	77
f_y	Tensão nominal de cedência do aço [MPa]	275
E_s	Módulo de elasticidade do aço [GPa]	210
$\nu_{aço}$	Coefficiente de Poisson do aço	0,3
$\alpha_{aço}$	Coefficiente de dilatação térmica linear do aço [$^{\circ}\text{C}$]	12×10^{-6}

Na escolha da classe de resistência do betão, para os pilares, em primeiro lugar é necessário definir a sua classe de exposição. Com efeito, visto que a zona em questão (Monte da Caparica) é costeira, podem existir problemas de corrosão induzida por cloretos da água do mar. Assim, a classe de exposição escolhida é a XS1, pelo que a classe de resistência do betão designada é a C30/37 [20]. Posto isto, o Quadro 3.2 apresenta as propriedades mecânicas do betão utilizado no tabuleiro concebido em viga caixão.

Quadro 3.2 - Propriedades mecânicas do betão utilizado nos pilares da ponte.

Símbolo	Propriedade mecânica	Valor
γ_{ba}	Peso específico do betão armado [kN/m^3]	25
f_{ck}	Valor característico da tensão de rotura do betão à compressão [MPa]	30
E_{cm}	Módulo de elasticidade do betão [GPa]	33
$\nu_{betão}$	Coefficiente de Poisson do betão	0,2
$\alpha_{betão}$	Coefficiente de dilatação térmica linear do betão [$^{\circ}\text{C}$]	10×10^{-6}

3.2.3 Modelação dos apoios

No projecto da ponte em estudo, em que o tabuleiro é concebido com viga caixão, definiram-se dois tipos de apoios diferentes: um para o topo dos pilares e outro para os encontros. O tabuleiro assenta em quatro apoios metálicos, sendo que dois deles se situam nos encontros e os restantes no topo dos pilares.

Na Figura 3.10 está representado um corte longitudinal do tabuleiro, na zona de um dos pilares, onde se encontra um dos dois tipos de apoios. Este apoio é cilíndrico e está representado em pormenor na Figura 3.11 e funciona como uma rótula cilíndrica: não permite quaisquer translações e apenas permite rotação segundo a direcção perpendicular ao eixo longitudinal do tabuleiro.

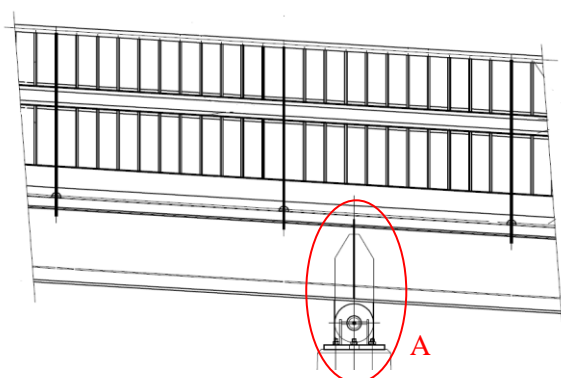


Figura 3.10 – Corte longitudinal do tabuleiro concebido com viga caixão, na zona dos pilares [24].

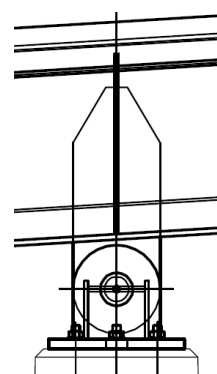


Figura 3.11 - Pormenor A da Figura 3.10 [24].

O impedimento do deslocamento horizontal segundo a direcção do eixo longitudinal do tabuleiro é perceptível através das Figura 3.10 e Figura 3.11. Na Figura 3.12 é notória a proibição da rotação segundo a direcção do eixo longitudinal do tabuleiro e do deslocamento horizontal segundo a direcção perpendicular a esta última. Também através das três figuras referenciadas neste parágrafo, é visível a restrição da translação e rotação segundo a direcção vertical. Deste modo, as reacções existentes nos apoios situados no topo dos pilares, que têm direcções idênticas aos impedimentos descritos neste parágrafo, são: a vertical, as duas horizontais, o momento flector segundo a direcção vertical e o momento torsor.

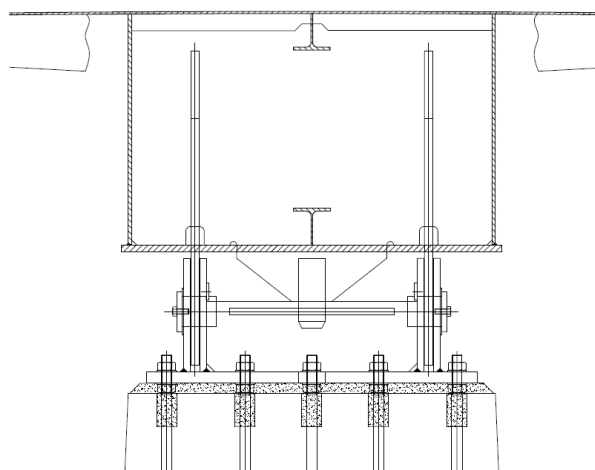


Figura 3.12 - Secção transversal do tabuleiro concebido com viga caixão, na zona dos pilares [24].

Na Figura 3.13 está representado um corte longitudinal do tabuleiro, na zona de um dos encontros, onde se encontra o outro tipo de apoio. Este apoio é pendular, está representado em pormenor na Figura 3.14 e funciona como uma escora no plano da figura, em que ambas as extremidades são rótulas cilíndricas. Deste modo, este apoio apenas permite a translação segundo a direcção do eixo longitudinal do tabuleiro e a rotação segundo a direcção perpendicular à anterior.

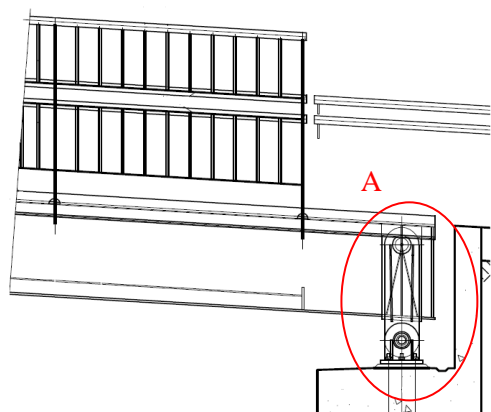


Figura 3.13 - Apoio na zona dos encontros, na concepção com viga caixão [24].

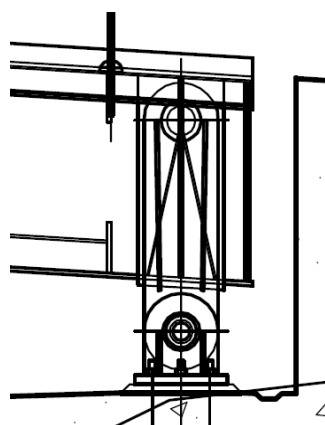


Figura 3.14 - Pormenor A da Figura 3.13 [24].

Na Figura 3.13 e Figura 3.14 é perceptível o impedimento do deslocamento vertical, enquanto na Figura 3.15 é notória a proibição das rotações segundo a direcção do eixo longitudinal do tabuleiro e vertical. Com base nesta última figura é ainda visível o impedimento da translação horizontal segundo a direcção perpendicular ao eixo longitudinal do tabuleiro. Deste modo, as reacções existentes nos apoios situados nos encontros, que têm a mesma direcção dos impedimentos descritos neste parágrafo, são: a vertical, a horizontal segundo a direcção da largura do tabuleiro, o momento flector segundo a direcção vertical e o momento torsor.

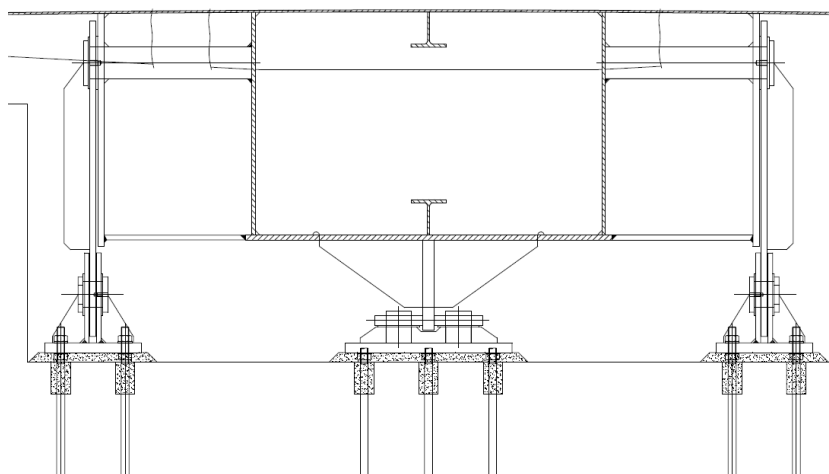


Figura 3.15 - Secção transversal do tabuleiro concebido com viga caixão, na zona dos encontros [24].

Existe uma diferença deste tipo de apoio, em termos de libertações, relativamente ao anterior, que reside na libertação da translação segundo a direcção longitudinal do tabuleiro. Esta diferença é necessária devido ao facto de nos encontros não existirem pilares cuja deformabilidade possa absorver os deslocamentos longitudinais do tabuleiro. De realçar que o deslocamento de translação deste apoio,

segundo a direcção longitudinal do tabuleiro, é provocado pela deformação da secção do tabuleiro e pelas variações de temperatura e está sujeito às limitações impostas por parte das juntas de dilatação.

No modelo, de maneira a simular os apoios cilíndricos no topo dos pilares, é considerada a libertação da rotação segundo a direcção perpendicular ao eixo longitudinal do tabuleiro, enquanto em relação aos encontros, liberta-se o deslocamento segundo a direcção do eixo longitudinal do tabuleiro e a rotação segundo a direcção perpendicular a esta última.

Neste ponto foi referido que, nos quatro apoios onde o tabuleiro assenta, existe impedimento do deslocamento vertical. No entanto, é necessário garantir que as fundações tenham capacidade resistente suficiente para garantir que não existam assentamentos na base dos pilares. Os estratos superficiais do solo, da zona onde a ponte deste caso de estudo se situa (Monte da Caparica), têm características mecânicas insuficientes para que sejam utilizadas fundações directas. Com efeito, as fundações utilizadas neste caso são indirectas. No entanto, apenas as questões relacionadas com o tabuleiro são abordadas nesta dissertação, pelo que este assunto não será aprofundado.

No que diz respeito à modelação da base dos pilares, considera-se um encastramento perfeito, assumindo que o terreno não tem qualquer deformabilidade. Porém, na realidade o terreno permite que na base dos pilares existam deslocamentos, que por vezes podem ser significativos, nomeadamente os graus de liberdade associados às rotações. Deste modo, se se quiser simular o terreno com mais rigor, é necessário considerar o modelo de cálculo ilustrado na Figura 3.16 e determinar a rigidez da mola, k_{θ} . Como o objectivo desta dissertação é sobretudo analisar o tabuleiro da ponte em estudo, esta questão não será aprofundada, pelo que na simulação da base dos pilares considera-se um encastramento perfeito.

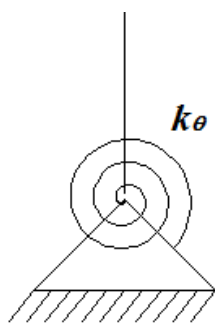


Figura 3.16 – Modelação da base dos pilares com uma restrição parcial da rotação.

3.2.4 Influência da largura dos apoios

Em tabuleiros de pontes é usual que os apoios nos pilares tenham uma largura significativa. Deste modo, a reacção existente nesses apoios não é pontual, mas sim contínua numa extensão m . O valor

desta reacção será igual à razão entre a reacção discreta, D , e a largura do apoio, m , como se pode observar na Figura 3.17.

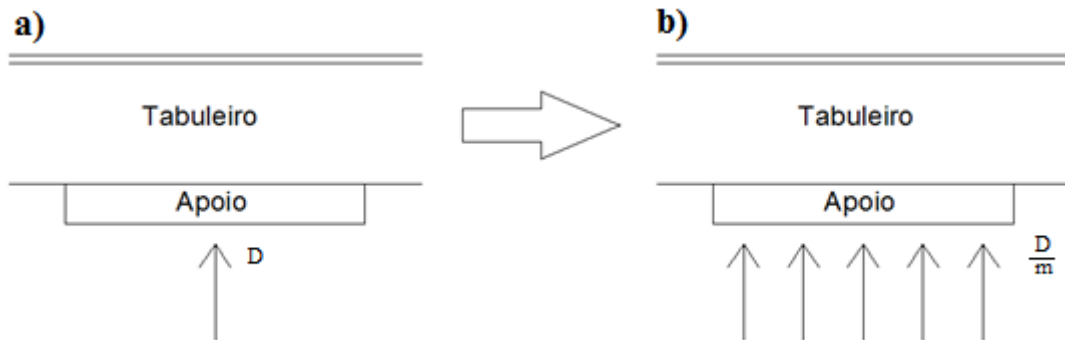


Figura 3.17 – a) Reacção discreta; b) Reacção contínua.

Nestas condições, o momento flector máximo negativo que se obtém através da consideração de um apoio pontual, $M_{max,teo}^-$, não corresponde à situação real e deve ser corrigido, como ilustra a Figura 3.18.

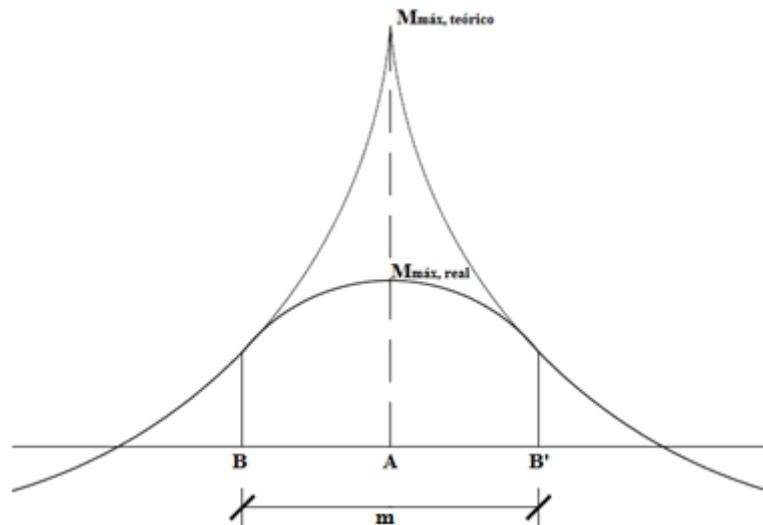


Figura 3.18 – Influência da largura dos apoios no momento flector negativo.

Assim, o momento máximo negativo efectivamente instalado no tabuleiro concebido com viga caixão, $M_{max,real}^-$, é dado por [3]:

$$M_{max,real}^- = M_B + \frac{D \cdot m}{2} < M_{max,teo}^- \quad (3.4)$$

em que M_B é o momento flector negativo imediatamente antes da espessura m do apoio.

3.3 Acções

Neste ponto abordam-se as acções a que o tabuleiro da ponte está sujeito, de acordo com o estipulado no Eurocodigo 1. Estas acções são colocadas no modelo de cálculo, de modo a obter as informações necessárias à análise desta concepção, nomeadamente, esforços, deslocamentos e reacções.

3.3.1 Carga permanente

A única acção a considerar como carga permanente, no tabuleiro concebido com viga caixão, é o peso próprio, que se calcula através da seguinte expressão:

$$CP = \gamma_{aço} \cdot A_{secção} + PP_{gc} + PP_{ref\ trans} \quad (3.5)$$

em que:

$\gamma_{aço}$ é o peso específico do aço, referido no Quadro 3.1;

$A_{secção}$ é a área da secção transversal;

PP_{gc} é o peso próprio dos guarda-corpos;

$PP_{ref\ trans}$ peso próprio dos reforços transversais dos banzos e almas.

3.3.2 Sobrecarga

Segundo a norma EN 1991-1-1 [5], a sobrecarga, sc , a considerar para pontes pedonais, correspondente a um risco de concentração de multidão em todo o pavimento, é de 5 kN/m^2 . Assim, a sobrecarga distribuída ao longo do tabuleiro é dada por:

$$SC = 5 \times b \quad (3.6)$$

em que b é a largura do tabuleiro. Existe, porém, uma possibilidade de a sobrecarga estar aplicada apenas de um lado do pavimento, o que provoca um momento torsor distribuído ao longo do tabuleiro, aplicado no centro de gravidade da secção, como mostra a Figura 3.19.

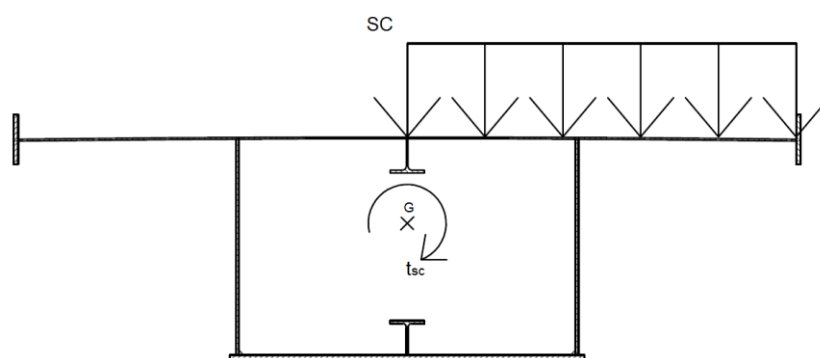


Figura 3.19 – Momento torsor distribuído devido à sobrecarga aplicada apenas de um lado do pavimento.

Com efeito, o momento torsor, devido à aplicação da sobrecarga apenas de um dos lados do pavimento, é dado pela seguinte expressão:

$$t_{sc} = sc \cdot \frac{b}{2} \cdot \frac{b}{4} = sc \cdot \frac{b^2}{8} \quad (3.7)$$

3.3.3 Acção do vento

Para simular a acção do vento, considerou-se que esta apenas provoca pressões segundo as direcções perpendiculares ao tabuleiro (tanto na vertical como na horizontal). A pressão exercida pelo vento na direcção perpendicular à largura do tabuleiro tem um valor insignificante relativamente às outras duas, pelo que esta se considera desprezável. Com efeito, as forças distribuídas aplicadas no tabuleiro, devidas a acção do vento, estão representadas na Figura 3.20.

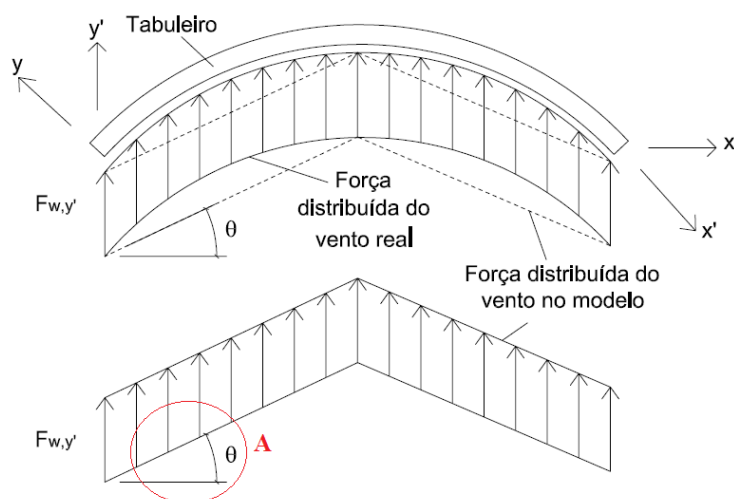


Figura 3.20 – Forças distribuídas devidas ao vento aplicadas no tabuleiro concebido com viga caixão (vista em planta).

Nesta figura, relativamente à força distribuída do vento segundo a direcção do eixo y' , a força distribuída realmente aplicada no tabuleiro corresponde à representada a traço cheio, enquanto a aplicada no modelo está representada a tracejado.

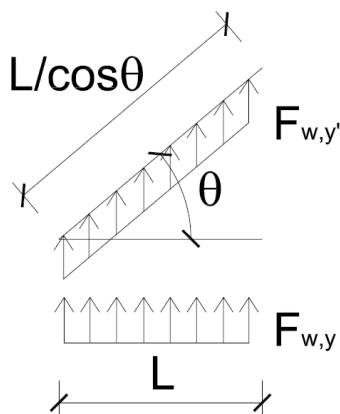


Figura 3.21 – Pormenor A da Figura 3.20.

Existe uma expressão na norma EN 1991-1-4 [6] que permite determinar a força do vento segundo a direcção da largura do tabuleiro. No entanto, o valor da força que se pretende calcular é a do vento, segundo a direcção y' . Deste modo, admitindo que a força do vento segundo a direcção perpendicular à largura do tabuleiro é desprezável, observando a Figura 3.21, a força segundo a direcção y' pode ser obtida através da seguinte equação:

$$F_{w,y'} \cdot \frac{L}{\cos\theta} = F_{w,y} \cdot L \Leftrightarrow F_{w,y'} = F_{w,y} \cdot \cos\theta \quad (3.8)$$

em que:

$F_{w,y}$ é a força de pressão segundo a direcção da largura do tabuleiro;

θ é o ângulo representado na Figura 3.20 e Figura 3.21.

A expressão que permite calcular a força distribuída do vento, segundo a direcção da largura do tabuleiro (direcção y segundo a Figura 3.20), é a seguinte [6]:

$$F_{w,y} = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2 \cdot C_y \cdot A_{ref,y} \quad (3.9)$$

em que:

ρ é a massa volúmica do ar, de valor igual a $1,25 \text{ kg/m}^3$ [6];

$A_{ref,y}$ é a área de referência, que é igual ao produto da altura da secção¹ pelo comprimento do vão (este último considerado unitário);

v_m é o valor característico da velocidade média do vento;

C_y é o coeficiente de força do vento, que é dado por [6]:

$$C_y = C_e \cdot C_{f,y} \quad (3.10)$$

em que:

C_e é o coeficiente de exposição;

$C_{f,y}$ é o coeficiente de força segundo a direcção y . O valor de $C_{f,y}$ obtêm-se com base no gráfico da Figura 8.3 da norma EN 1991-1-4 [6].

Para a determinação do coeficiente de exposição, C_e , utiliza-se a expressão seguinte [6]:

$$C_e = 1 + 7 \cdot I_v(z) \quad (3.11)$$

em que $I_v(z)$ é a intensidade da turbulência à altura z , definida pela seguinte expressão [6]:

$$I_v(z) = \frac{k_I}{C_0(z) \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \quad \text{para } z_{min} \leq z \leq z_{max} \quad (3.12)$$

z_0 é o comprimento de rugosidade;

k_I é o coeficiente de turbulência;

$C_0(z)$ é o coeficiente de orografia.

Em alguns casos, pode surgir um momento torsor considerável no centro de gravidade da secção, devido à pressão do vento exercida no tabuleiro segundo a direcção da sua largura, como ilustra a Figura 3.22. De facto, caso a distância da linha de acção da resultante da pressão do vento ao centro de gravidade da secção, h_v , for considerável, é necessário contabilizar este efeito.

¹ A altura da secção a considerar para este caso, é igual à distância desde a base do caixão até ao topo das guardas, pois é considerada a possibilidade destas últimas terem painéis opacos (de publicidade, por exemplo).

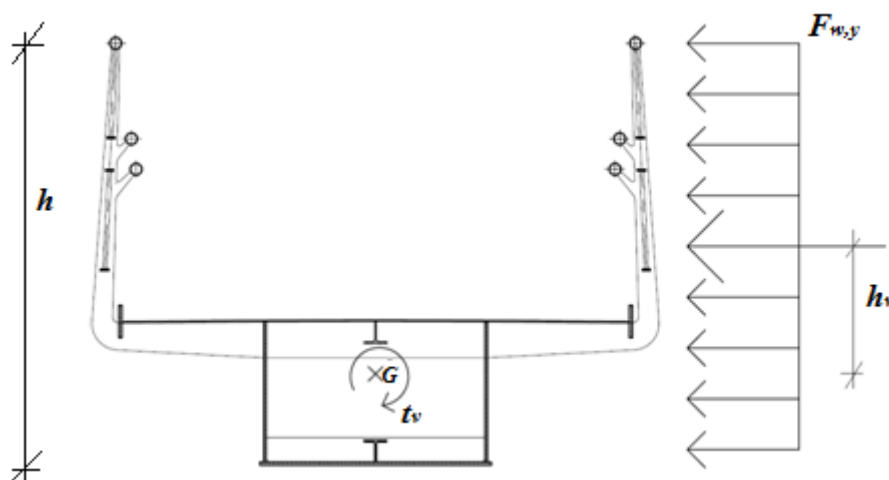


Figura 3.22 - Momento torsor distribuído devido ao vento.

Deste modo, a expressão que permite determinar o momento torsor, t_v , devido à pressão do vento exercida na direcção da largura do tabuleiro, é a seguinte:

$$t_v = F_w \cdot h \cdot h_v \quad (3.13)$$

A força distribuída relativa à pressão que o vento exerce no tabuleiro, segundo a direcção vertical (direcção z), é dada pela seguinte expressão [6]:

$$F_{w,z} = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2 \cdot C_z \cdot A_{ref,z} \quad (3.14)$$

em que:

$$C_z = C_e \cdot C_{f,z} \quad (3.15)$$

em que $C_{f,z}$ é o coeficiente de força, segundo a direcção z , e calcula-se através do gráfico da Figura 8.6 da norma EN 1994-1-4 [6]. A área de referência $A_{ref,z}$ é igual ao produto da largura da secção pelo comprimento do vão (que se considera unitário).

3.3.4 Variação de temperatura

O regulamento que se utilizou para quantificar a variação de temperatura foi o RSA [9] e não o Eurocodigo 1. A razão deve-se, fundamentalmente, ao facto de na aplicação do Eurocodigo serem necessárias informações que são de difícil aquisição, nomeadamente, os valores de referência da temperatura no local onde se situa a ponte. Por outro lado, o facto da combinação fundamental, cuja

acção variável de base é a variação de temperatura, não ser a condicionante para o dimensionamento do tabuleiro, permite que se possa aplicar outros regulamentos onde a quantificação de acções seja feita de um modo expedito. Com efeito, para estruturas metálicas não protegidas, os valores característicos das variações uniformes de temperatura são [9]: $\Delta T = +35^\circ\text{C}$ (aquecimento) e $\Delta T = -25^\circ\text{C}$ (arrefecimento).

3.3.5 Acção nas guardas

A norma EN 1991-2 [4] sugere que seja considerada uma força distribuída horizontal, F , de 1 kN/m, aplicada no topo das guardas, como mostra a Figura 3.23.

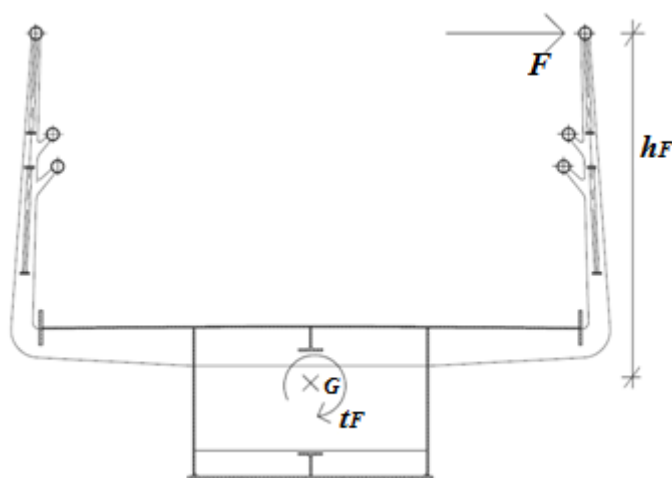


Figura 3.23 - Momento torsor distribuído devido à força horizontal aplicada apenas em uma guarda.

Sendo esta acção variável, se for aplicada apenas numa das guardas, provoca um momento torsor distribuído ao longo do tabuleiro, com aplicação no centro de gravidade da secção. Com efeito, t_F corresponde ao momento torsor distribuído devido à força horizontal, F , e é dado pela expressão seguinte:

$$t_F = F \cdot h_F \quad (3.16)$$

em que h_F é a distância do ponto de aplicação da força F (topo das guardas) ao centro de gravidade da secção.

3.3.6 Acção sísmica

Para quantificar a acção sísmica na ponte em estudo, determinam-se os espectros de resposta de cálculo, que são posteriormente introduzidos no modelo. Na determinação destes espectros, ilustrados na Figura 3.24, teve-se em consideração os seguintes critérios [7] e [8]:

- O coeficiente de importância é de 1,0, considerando a ponte de importância normal;
- O coeficiente de comportamento é de 1,5, devido ao facto de os pilares serem de betão armado;
- O terreno é do tipo C;
- A zona sísmica para a acção sísmica do tipo 1 é a 1.3, e para o sismo do tipo 2 é a 2.3.

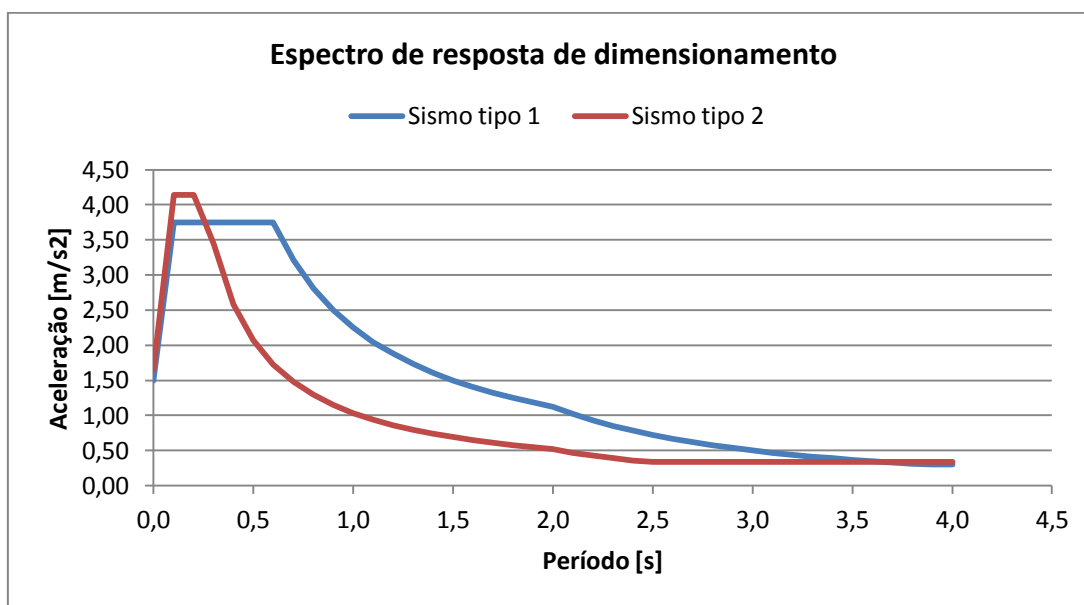


Figura 3.24 – Espectros de resposta de dimensionamento da ponte em estudo.

3.3.7 Combinações

As combinações utilizadas para a análise e dimensionamento desta ponte são [11]:

- Combinação fundamental:

$$E_{\text{fund}} = \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (3.17)$$

- Combinação sísmica:

$$E_{\text{sism}} = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \Psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (3.18)$$

em que:

$G_{k,j}$, $Q_{k,1}$ e $Q_{k,i}$ são, respectivamente, a carga permanente, a acção variável de base e as restantes acções variáveis;

A_{Ed} é a acção relativa ao sismo;

P é a acção relativa ao pré-esforço;

$\Psi_{0,i}$ e $\Psi_{2,i}$ são, respectivamente, os coeficientes para a determinação do valor de combinação e quase-permanente;

γ_P , $\gamma_{G,j}$ e $\gamma_{Q,i}$ são, respectivamente, coeficientes parciais relativos às acções do pré-esforço, P , permanente, j , e variável, i , a considerar para os estados limites últimos;

No caso de tabuleiros considerados leves, como é o do caso de estudo, a combinação sísmica (equação (3.18)) não é a condicionante para o seu dimensionamento. De facto, para estes casos, esta combinação é a condicionante no dimensionamento dos pilares. No entanto, como estes últimos não entram no âmbito desta dissertação, não são feitas referências a esta combinação.

Na combinação fundamental, equação (3.17), a sobrecarga de multidão é, geralmente, a acção variável de base que condiciona o dimensionamento do tabuleiro de pontes pedonais (salvo raras excepções, no caso da sobrecarga ser pequena devido à inexistência de risco de concentração de multidão e o vento se fazer sentir com elevada intensidade).

No entanto, para definir a combinação condicionante, não basta apenas referir qual é a acção variável de base, no que diz respeito à combinação fundamental. É ainda necessário considerar a alternância de cargas, de modo a maximizar os esforços de dimensionamento. Para isso, utilizou-se o programa SAP2000 [1], onde se modelou a ponte com base nas considerações tecidas neste capítulo. A acção a tomar em consideração para maximizar os esforços no tabuleiro da ponte, através da alternância de cargas, é a sobrecarga de multidão.

Comece-se então por maximizar o momento flector positivo, segundo a direcção da largura do tabuleiro, no vão maior (troço 3). Com base em ensaios feitos no modelo, é possível concluir que para maximizar este esforço, na zona considerada, é necessário aplicar a sobrecarga de multidão nos troços 1 e 3.

Considere-se agora que se pretende maximizar o momento flector negativo, segundo a direcção da largura do tabuleiro, e o esforço transversal, segundo a direcção contrária, no apoio entre os dois maiores vãos (pilar P2). Com base em ensaios feitos no modelo, é possível concluir que para maximizar estes esforços, na zona considerada, é necessário aplicar a sobrecarga de multidão nos troços 2 e 3.

Em relação ao momento torsor, o facto de o tabuleiro da ponte ser curvo, faz com que a aplicação de cargas verticais produza momentos torsores consideráveis. Deste modo, a aplicação da sobrecarga em toda a largura do tabuleiro produz maior valor de momento torsor, relativamente à situação em que a sobrecarga é aplicada apenas de um lado da largura do tabuleiro. Com efeito, considere-se que se pretende maximizar este esforço nos apoios de extremidade do maior vão (pilar P2 e encontro E2). Com base em ensaios feitos no modelo, é possível concluir que para maximizar o momento torsor, na zona considerada, é necessário aplicar a sobrecarga de multidão nos troços 2 e 3.

3.4 Caracterização do comportamento

Neste ponto é feita uma abordagem ao tabuleiro da ponte, em termos da caracterização do seu comportamento face às cargas verticais, aplicadas no pavimento. Assim, a combinação que se faz referência é a que tem como acção de variável de base a sobrecarga, por ser a condicionante para o dimensionamento do tabuleiro.

3.4.1 Distribuição das cargas verticais

Considere-se que as almas e os reforços longitudinais e transversais são os bordos dos quatro painéis que compõe a chapa de banzo superior. Como o comprimento destes painéis é maior ou igual a duas vezes a sua largura, então as cargas verticais são transmitidas unidireccionalmente para os reforços longitudinais do banzo superior e almas da secção, como ilustra a Figura 3.25. A Figura 3.26 representa o corte AA da Figura 3.25, e é de realçar que através deste corte é visível que a distribuição das cargas não é feita de maneira uniforme, devido à diferença de rigidez apresentada entre as almas e os reforços longitudinais.

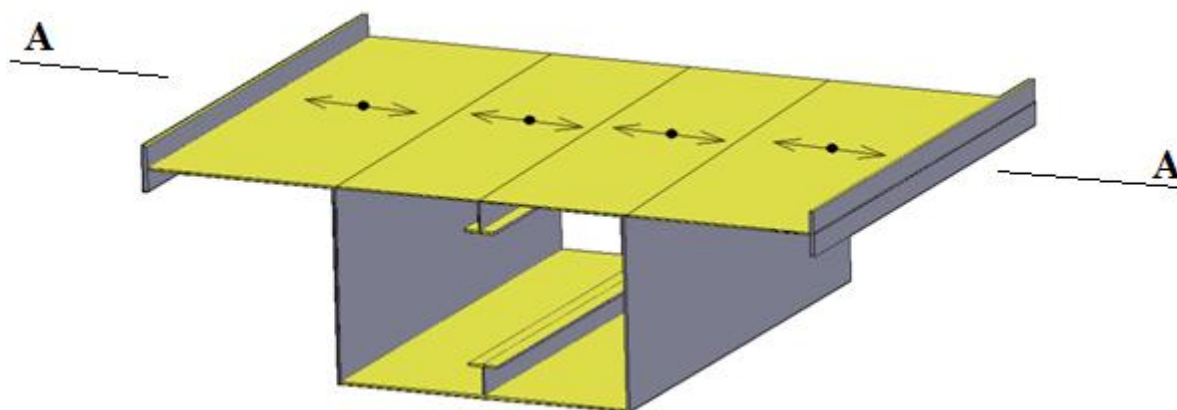


Figura 3.25 – Distribuição das cargas verticais, aplicadas ao nível do pavimento, para os reforços longitudinais do banzo superior e as almas da secção.



Figura 3.26 – Corte AA da Figura 3.25.

Desta distribuição, resulta uma carga distribuída ao longo dos reforços do banzo superior e das almas da secção, p_{Ed} , dada pela seguinte expressão:

$$p_{Ed} = p \times A_{inf} \quad (3.19)$$

em que:

A_{inf} é a área de influência dos reforços longitudinais do banzo superior ou das almas da secção;

p é a carga vertical por m^2 aplicada ao nível do pavimento. O modelo de cálculo dos reforços longitudinais está representado na Figura 3.27, em que os apoios simples são os reforços transversais rígidos do banzo superior (ou travessas), espaçados de 1800 mm.

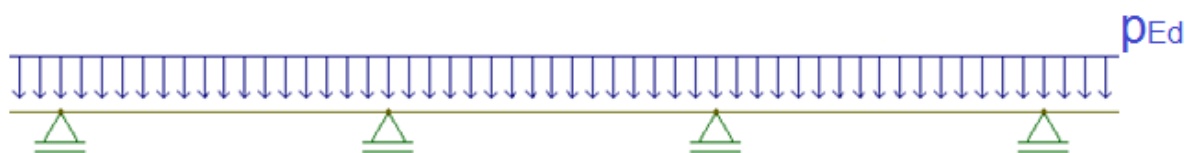


Figura 3.27 – Modelo de cálculo dos reforços longitudinais do banzo superior, sujeitos à carga distribuída, p_{Ed} .

Deste modo, o diagrama de momentos flectores dos reforços longitudinais do banzo superior, devido à aplicação da carga distribuída, p_{Ed} , está representado na Figura 3.28.

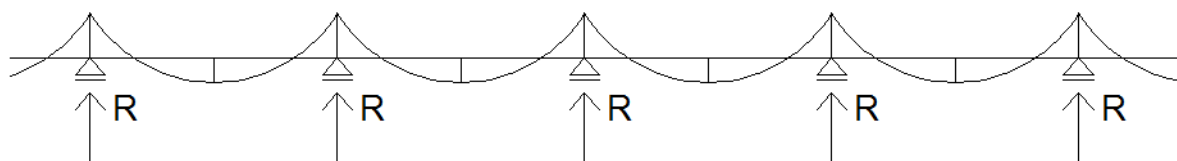


Figura 3.28 - Diagrama de momentos flectores dos reforços longitudinais do banzo superior, devido à aplicação da carga distribuída, p_{Ed} , com as respectivas reacções, R .

As reacções, R , ilustradas na Figura 3.28, são transmitidas para os reforços transversais rígidos do banzo superior (ou travessas). O modelo de cálculo destes últimos, bem como as cargas discretas aplicada no mesmo (reacções, R , da Figura 3.28), estão representados na Figura 3.29.

O valor das reacções, B , ilustradas na Figura 3.29, é igual, devido à simetria da secção, relativamente ao eixo vertical. A quantidade de carga vertical, em kN, aplicada ao nível do pavimento, transmitida para cada alma, tem o valor da reacção, B .

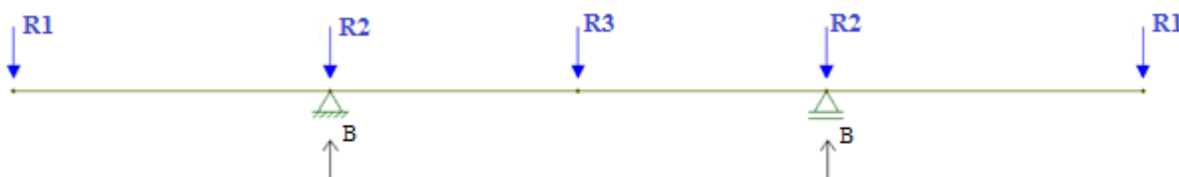


Figura 3.29 – Modelo de cálculo dos reforços transversais do banzo superior (ou travessas), com as respectivas reacções, B .

Deste modo, é possível concluir que uma das funções dos reforços transversais do banzo superior (ou travessas) é o de transferir as cargas, provenientes dos reforços longitudinais do banzo superior, para as almas. Outra função importante destes reforços é a de aumentar a carga crítica de encurvadura por compressão dos reforços longitudinais e a tensão crítica das chapas dos banzos.

Devido ao momento flector do tabuleiro provocado pelas cargas verticais, ilustrado na Figura 3.30, é ainda necessário considerar as tensões normais no plano médio da chapa do banzo superior e inferior.

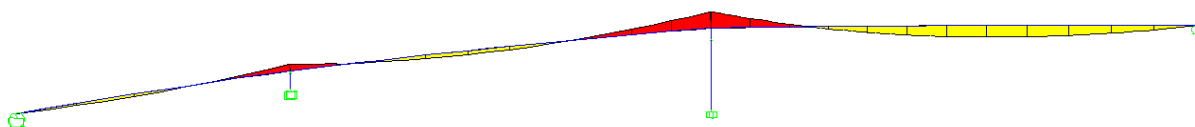


Figura 3.30 – Diagrama de momento flector do tabuleiro da ponte em estudo, concebido com viga caixão, para uma combinação fundamental com sobrecarga como acção variável de base.

3.4.2 Tensões normais e o fenómeno de “shear lag”

Considere-se, em pormenor, a secção transversal do tabuleiro concebido com viga caixão, segundo os eixos considerados na Figura 3.9. Admitindo como válida a teoria elementar de flexão de peças lineares e a hipótese de conservação de secções planas, o momento flector provoca tensões nas fibras da secção, que são calculadas através da seguinte expressão [18]:

$$\sigma_x = \frac{M_y \cdot y}{I_y} \quad (3.20)$$

em que:

M_y é o momento flector aplicado segundo a direcção y ;

y é a distancia entre o centro de gravidade da secção e uma dada fibra da mesma;

I_y é a inércia de flexão segundo a direcção y . É de notar que, de acordo com as hipóteses consideradas, a tensão σ_x é constante ao longo de cada fibra.

No entanto, para vigas com secções transversais com banzos de grande largura, como é o caso da secção em caixão abordada neste estudo, tal hipótese pode conduzir a erros apreciáveis devido às distorções no plano dos banzos. Estas distorções levam a que os deslocamentos longitudinais da zona de intersecção dos banzos com as almas sejam superiores aos das restantes zonas. Trata-se do fenómeno conhecido por “shear lag” do qual resultam tensões normais na intersecção das almas com os banzos superiores àquelas que se obtêm utilizando a teoria elementar de flexão, como ilustra a Figura 3.31.

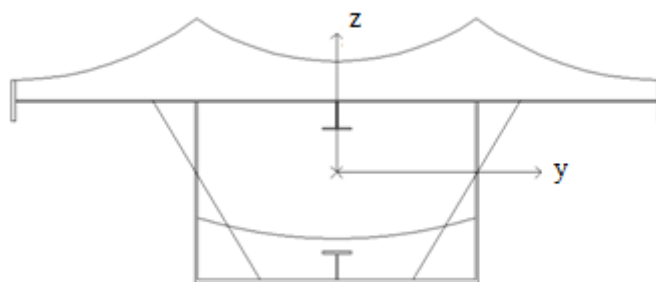


Figura 3.31 - Distribuição qualitativa de tensões normais da secção da viga em caixão.

Para que o efeito do “shear lag” seja contabilizado em termos de dimensionamento, é necessário considerar, como área resistente, uma área de secção efectiva, A_{eff} , menor que área total. A esta área, estão associadas as larguras efectivas, b_{eff} , dos vários elementos que constituem a secção analisada:

banzo superior, banzo inferior e almas. A abordagem de cálculo, dos parâmetros descritos neste parágrafo, é analisada mais à frente neste capítulo, nos aspectos particulares de dimensionamento.

3.4.3 Distribuição de tensões tangenciais

Para uma melhor compreensão do comportamento da secção face à aplicação das acções verticais e do momento torsor, torna-se necessário definir o diagrama de tensões tangenciais. Considere-se, então, a secção em estudo solicitada pelos esforços actuantes (esforço transversal, V_{Ed} e momento torsor, T_{Ed}) como ilustra a Figura 3.32.

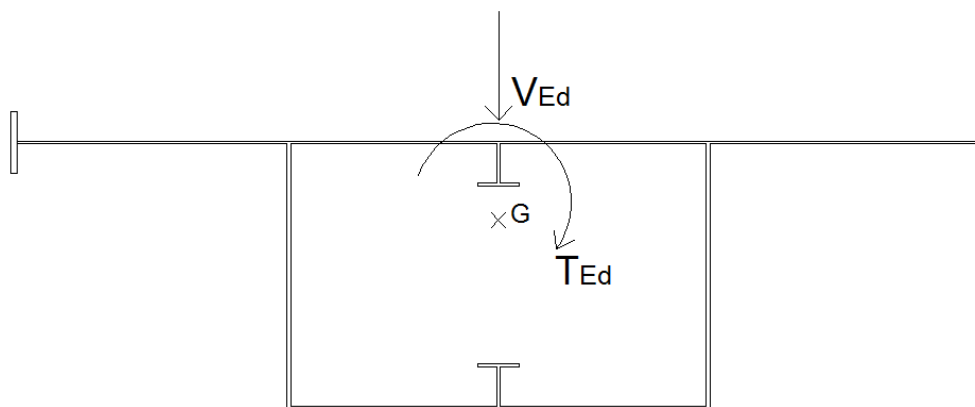


Figura 3.32 - Secção em caixão solicitada por esforço transversal, V_{Ed} , e momento torsor, T_{Ed} .

Para a definição, em qualquer ponto da secção, do diagrama de tensões tangenciais devidas ao esforço transversal, é necessário aplicar, em regime elástico, a seguinte expressão [18]:

$$\tau = \frac{V_{Ed} \cdot S}{I \cdot t} \quad (3.21)$$

em que:

S é o momento estático, em relação ao eixo neutro, da área de uma (qualquer) das paredes da secção, resultantes do seccionamento desta no ponto considerado;

I é o momento de inércia da secção em relação ao eixo neutro;

t é a espessura da secção no ponto considerado.

Assim, o diagrama de tensões tangenciais para a secção em estudo, devido ao esforço transversal actuante, V_{Ed} , é dado pela Figura 3.33.

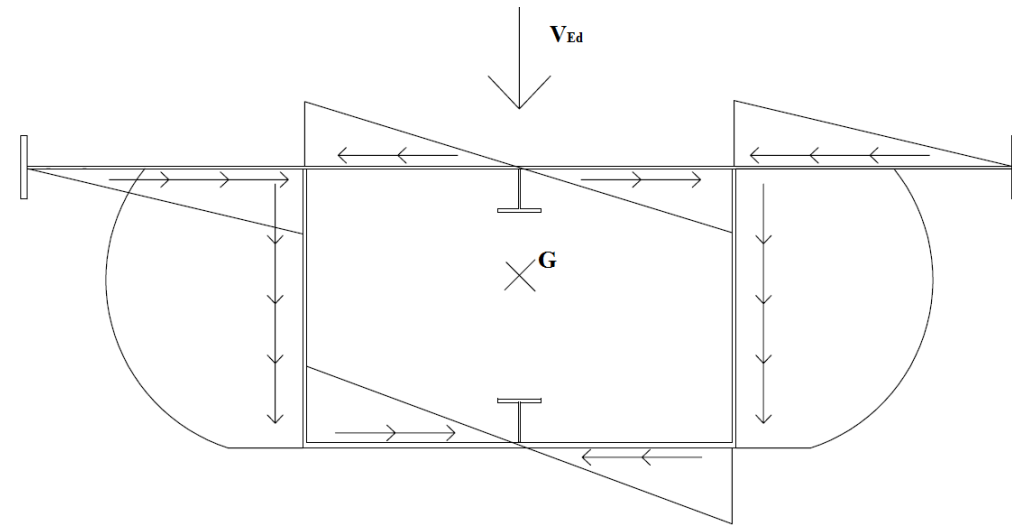


Figura 3.33 - Diagrama qualitativo de tensões tangenciais devido ao esforço transverso, V_{Ed} .

Para a definição do diagrama de tensões tangenciais devido ao momento torsor actuante, T_{Ed} , numa secção fechada de paredes finas, é necessário aplicar a correspondente expressão em regime elástico [18]:

$$\tau = \frac{T_{Ed}}{2 \cdot A_m \cdot t} \quad (3.22)$$

em que:

A_m é a área limitada pela linha média numa secção fechada de paredes finas;

t é a espessura num ponto de uma secção fechada de paredes finas.

Assim, o diagrama de tensões tangenciais, devido ao momento torsor actuante, T_{Ed} , para a secção em estudo, tem a forma esquematizada na Figura 3.34. É de realçar que as tensões devidas ao momento torsor nos banzos em consola são muito pequenas em relação às do caixão, pelo que são desprezáveis.

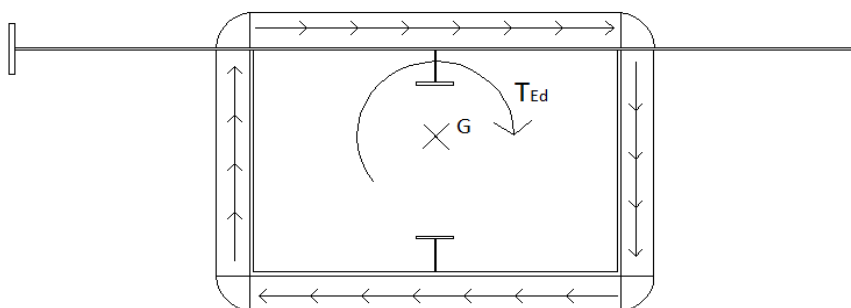


Figura 3.34 – Diagrama qualitativo de tensões tangenciais devido ao momento torsor actuante, T_{Ed} .

Pelo princípio da sobreposição de efeitos, a soma dos diagramas de tensões da Figura 3.33 e a da Figura 3.34 corresponde a um novo diagrama de tensões, representado na Figura 3.35. Para este diagrama, o ponto crítico das almas localiza-se à mesma altura do centro de gravidade da secção e o dos banzos na intersecção do banzo superior (por ter menos espessura) com as almas.

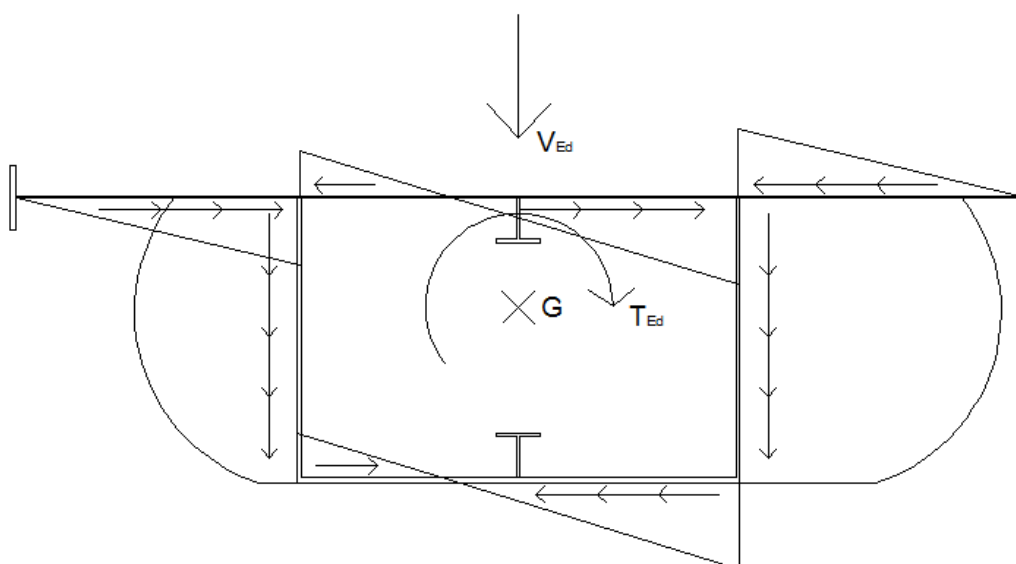


Figura 3.35 - Diagrama qualitativo de tensões tangenciais devido ao esforço transversal, V_{Ed} , em conjunto com o momento torsor, T_{Ed} .

3.4.4 Encurvadura dos banzos

Quando as chapas dos banzos estão sujeitas a tensões de compressão, devido ao momento flector, podem ocorrer fenómenos de instabilidade nos mesmos. Visto que as chapas dos banzos têm uma espessura muito pequena, comparativamente às restantes dimensões e estão sujeitas a tensões normais apreciáveis, é necessário avaliar este tipo de elementos, tendo em conta a possibilidade de ocorrerem os seguintes modos de encurvadura:

- a) Encurvadura local dos painéis entre os reforços longitudinais dos banzos e as almas da secção;
- b) Encurvadura local dos painéis dos banzos reforçados longitudinalmente entre reforços transversais;

No caso a), os reforços longitudinais e transversais de ambos os banzos e as almas da secção são considerados rígidos (relativamente às traslações), enquanto no caso b) considera-se a possibilidade de os reforços longitudinais encurvarem.

Em relação à capacidade de rotação dos bordos dos painéis, existe uma restrição parcial deste grau de liberdade, equivalente ao de uma mola helicoidal com uma dada rigidez distribuída ao longo dos bordos, como ilustra a Figura 3.36.

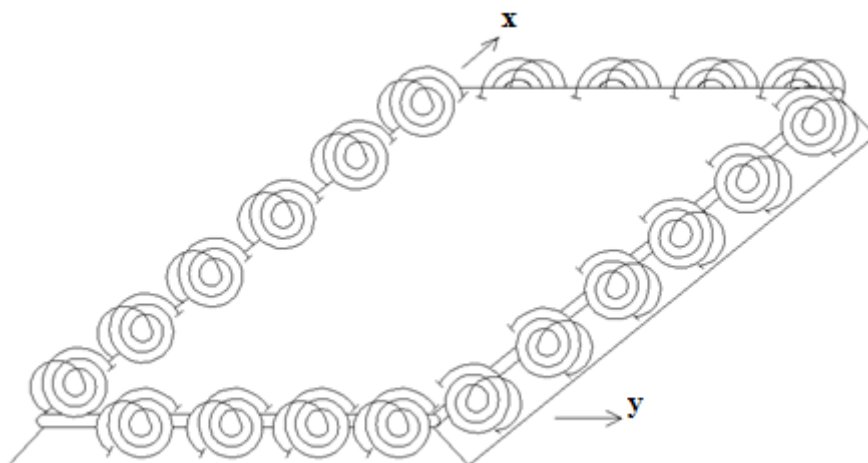


Figura 3.36 – Modelo de cálculo de um painel da chapa de um banzo da secção.

Em relação aos reforços (tanto longitudinais e transversais), a rigidez das molas helicoidais depende da inércia de torção destes elementos, J , e do módulo de distorção do material, G , e é dada pela seguinte expressão:

$$k_{\theta} = J \times G \quad (3.23)$$

Relativamente às almas, a rigidez das molas helicoidais depende da inércia de flexão destes elementos, I , e do módulo de elasticidade do material, E , e é dada pela expressão:

$$k_{\Delta} = I \times E \quad (3.24)$$

Um dos factores determinantes, para caracterizar os modos de encurvadura de chapas, é o número de semi-ondas que apresenta, a partir do momento em que a mesma instabiliza, ou seja, atinge a tensão crítica. Esta última é dada pela seguinte expressão:

$$\sigma_{cr} = K \frac{\pi^2 E}{12(1 - \nu^2)} \left(\frac{t}{b}\right)^2 \quad (3.25)$$

em que:

E é o módulo de elasticidade;

ν é o coeficiente de Poisson;

t é a espessura da chapa;

b é a largura da chapa;

K é o coeficiente de encurvadura e depende das condições de apoio e da relação entre o comprimento e a largura da chapa [2].

A determinação analítica do número de semi-ondas das chapas, que constituem o tabuleiro concebido com viga caixão, implica recorrer a métodos numéricos complexos, pelo que não será abordada nesta dissertação. Para a determinar de modo expedito o número de semi-ondas das chapas, bem como o traçado das deformadas dos seus modos de encurvadura, pode utilizar-se o programa de placas EBPlate [12], frequentemente empregue em estudos académicos.

Os modelos das chapas dos banzos da secção, feitos no EBPlate [12], estão representados na Figura 3.37 e Figura 3.38, respectivamente. Nas mesmas figuras, os símbolos σ_{xs} e σ_{xi} correspondem às tensões normais aplicadas na chapa do banzo superior e inferior, respectivamente. O modelo da chapa da Figura 3.37 tem 6 mm de espessura, enquanto o da Figura 3.38 tem 15 mm.

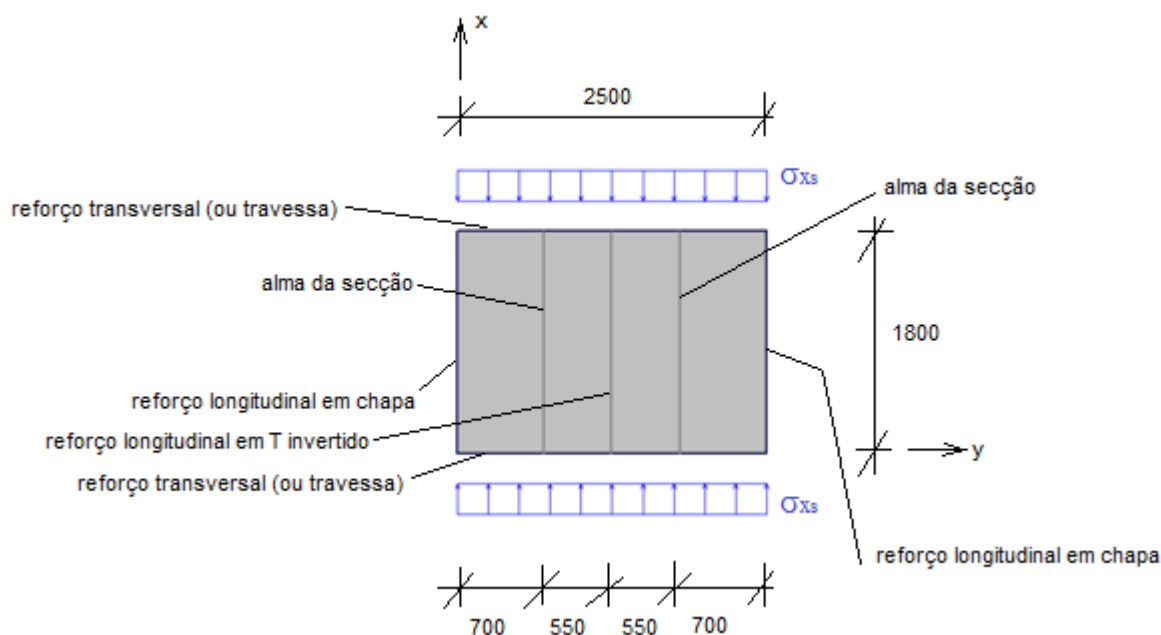


Figura 3.37 - Modelo da chapa de banzo superior no programa de placas EBPlate² [12].

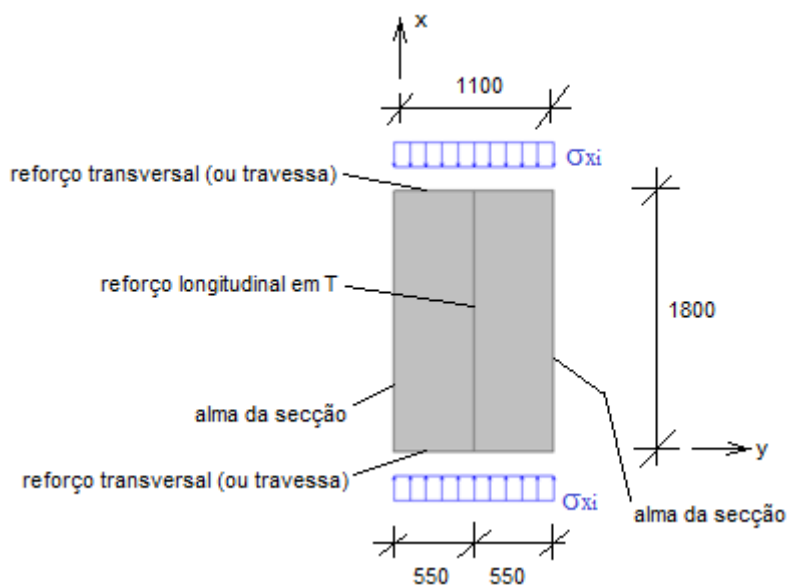


Figura 3.38 - Modelo da chapa de banzo inferior no programa de placas EBPlate² [12].

De modo a simular as chapas dos banzos em aço, é necessário definir, para além das propriedades geométricas (já definidas na Figura 3.37 e Figura 3.38), as propriedades mecânicas, ilustradas no Quadro 3.1. Em relação aos reforços das chapas dos banzos, os parâmetros a definir, no EBPlate [12], são:

² As medidas, da figura, são em mm.

- Área da secção;
- Inércia de flexão, segundo a direcção y , dos reforços longitudinais e almas;
- Inércia de torção dos reforços longitudinais e transversais;
- Inércia de flexão, segundo a direcção x , das almas.

Quanto maiores forem as áreas e as inércias dos elementos de contorno dos painéis, menores serão as deformadas das chapas devidas à sua encurvadura e maiores as tensões críticas das mesmas. É de notar que como a inércia de flexão, segundo a direcção y , das almas é muito grande relativamente à dos reforços longitudinais, considera-se que, as primeiras são indeformáveis, relativamente às translações, para qualquer um dos modos de encurvadura.

3.4.4.1 Encurvadura local dos painéis entre os reforços longitudinais dos banzos e as almas da secção

Comece-se por analisar a chapa de banzo superior, em que ao longo da sua largura consideram-se quatro painéis não reforçados limitados pelos reforços longitudinais e pelas almas da secção. O primeiro modo de instabilidade na chapa de banzo superior é caracterizado pela encurvadura dos painéis exteriores, de 700 mm, e está representado na Figura 3.39. De facto, sendo a largura dos painéis exteriores maior que a dos interiores, de 550 mm, a tensão crítica dos primeiros é inferior à dos segundos. A tensão crítica de uma chapa, com as dimensões e condições de apoio dos painéis exteriores corresponde a uma deformada com uma semi-onda na direcção do y e três na direcção x , como é visível na Figura 3.39.

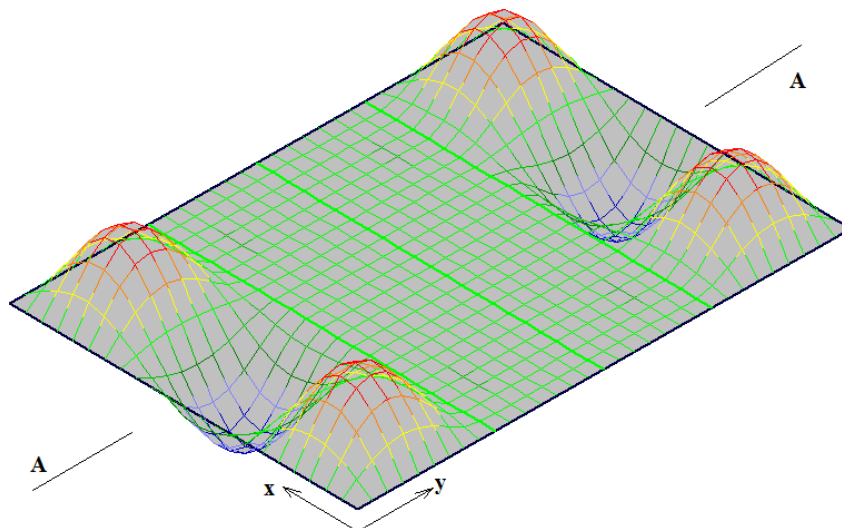


Figura 3.39 – Primeiro modo de instabilidade da chapa do banzo superior.

Para se ter uma melhor percepção da deformada da chapa de banzo superior, associada a este modo de instabilidade, a Figura 3.40 representa o corte AA da Figura 3.39, onde é possível, mais uma vez, observar que os painéis interiores não se deformam, pois estes últimos têm uma tensão crítica superior, relativamente aos painéis exteriores. Para além disso, a inércia de flexão das almas da secção, segundo a direcção do eixo x , é suficientemente elevada para que não haja continuidade da deformada para os painéis interiores.

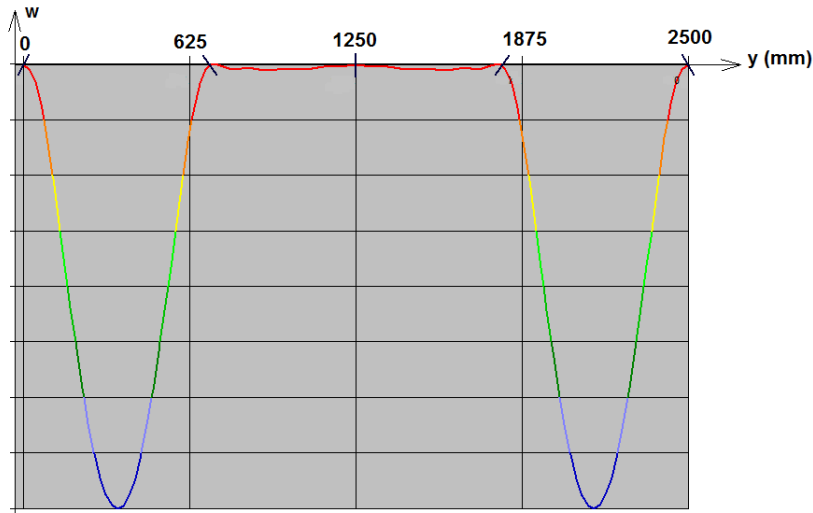


Figura 3.40 – Corte transversal AA da Figura 3.39, em $x = 900 \text{ mm}$.

No entanto, é necessário tecer uma consideração importante sobre a configuração deste modo de encurvadura: o programa EBPlate [12] considera que os bordos de qualquer chapa em análise são infinitamente rígidos, apenas para as translações. Assim, ao afirmar que este modo de encurvadura é o primeiro, está-se a exigir características a este tipo de chapas. É necessário por isso garantir que os reforços longitudinais das extremidades da chapa de banzo superior instabilizam muito depois dos painéis exteriores não reforçados encurvarem.

A esbelteza normalizada é o parâmetro que permite definir qual dos elementos (reforço ou painel não reforçado) encurva primeiro. As expressões que permitem quantificar a esbelteza normalizada para os reforços longitudinais e painéis não reforçados são as equações (3.26) e (3.27), respectivamente.

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{Af_y}{N_{cr}}} \quad (3.26)$$

$$\lambda_p = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr}}} \quad (3.27)$$

A carga crítica de Euler, N_{cr} , dos reforços longitudinais de extremidade é dada pela expressão (3.28), enquanto a tensão crítica do painel não reforçado de 700 mm é obtido através do programa EBPlate [12].

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{l_e^2} \quad (3.28)$$

em que I é a inércia de flexão dos reforços longitudinais, segundo a direcção do tabuleiro e l_e é o comprimento de encurvadura dos reforços longitudinais. Deste modo, se $\lambda_c > \lambda_p$, significa que os reforços longitudinais instabilizam primeiro que os painéis não reforçados. Caso $\lambda_c < \lambda_p$, então os painéis não reforçados encurvam primeiro que os reforços longitudinais.

O Quadro 3.3 apresenta os valores das esbeltezas normalizadas para o reforço longitudinal de extremidade e o painel não reforçado exterior, bem como os valores dos parâmetros necessários à sua determinação. De realçar que para os parâmetros A da equação (3.26) e I da equação (3.28) está incluída a área efectiva da chapa de banzo soldada ao reforço longitudinal. O cálculo desta área está explicado mais à frente neste capítulo, nos aspectos particulares de dimensionamento.

Quadro 3.3 – Esbelteza normalizada do painel não reforçado de 700 mm e dos reforços longitudinais de extremidade, para o banzo superior.

Reforços longitudinais de extremidade		Paineis exteriores	
$A [mm^2]$	3252,00	$\sigma_{cr} [MPa]$	109,28
$E [kN/m^2]$	210000		
$I [mm^4]$	5122556,00		
$L_e [mm]$	1800		
$N_{cr} [kN]$	3276,88		
$\lambda_c [-]$	0,52	$\lambda_p [-]$	1,59

Com o Quadro 3.3 é possível concluir que o modo de instabilidade representado na Figura 3.39 ocorre efectivamente primeiro do que a encurvadura dos reforços longitudinais de extremidade. Porém, é necessário garantir que a instabilização do reforço longitudinal de extremidade não se dá, de modo a compatibilizar as condições iniciais definidas pelo programa EBPlate [12] com o que sucede na

realidade na chapa de banzo superior. Assim, para que os reforços longitudinais de extremidade instabilizem, é necessário que a tensão normal, σ_{sx} , aplicada na chapa de banzo superior seja igual à calculada na expressão (3.29).

$$\sigma_{sx} = \frac{N_{cr}}{A} = \frac{3276,88 \times 10^3}{3252} = 1007,7 \text{ MPa} \quad (3.29)$$

Como esta tensão ultrapassa largamente a tensão de cedência do aço do tabuleiro em estudo (e também dos aços comerciais mais resistentes) é possível garantir que os reforços longitudinais de extremidade não instabilizam.

Considere-se agora que se aumentou a tensão normal, relativamente à aplicada no modo de encurvadura da Figura 3.39, até se atingir a crítica dos painéis interiores. A deformada da chapa de banzo superior sofre alterações e encontra-se perante um outro modo de instabilidade, como é possível visionar na Figura 3.41. No que diz respeito aos painéis exteriores, existe uma alteração do número de semi-ondas na direcção x , de três para quatro. Em relação aos painéis interiores, quando estes atingem a tensão crítica, a deformada é composta por uma semi-onda, na direcção y , e quatro, segundo a x .

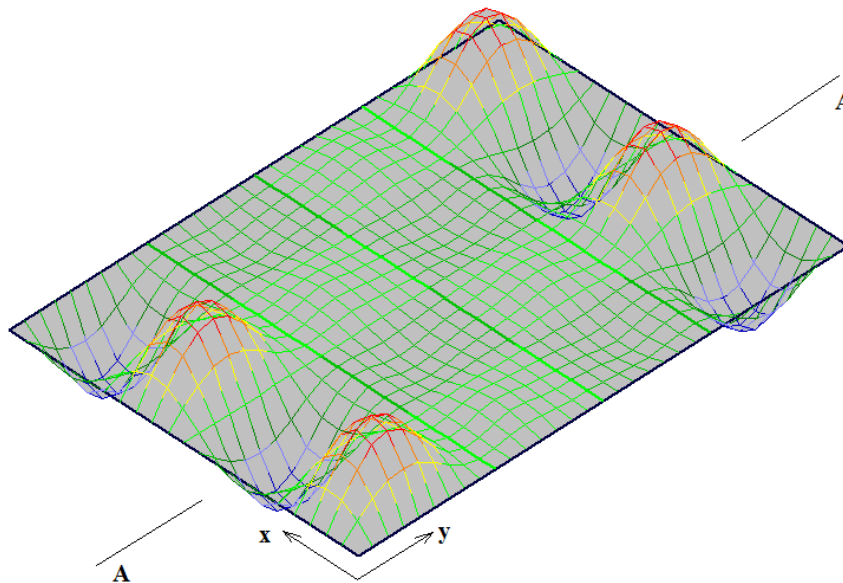


Figura 3.41 – Modo de instabilidade para o qual os painéis interiores encurvam.

De modo a obter uma melhor perspectiva da deformada da chapa de banzo superior, associada a este modo de instabilidade, a Figura 3.42 representa o corte AA da Figura 3.41. Nesta figura, é possível concluir que a inércia de torção do reforço longitudinal em T invertido é muito próxima de zero, pois a restrição da rotação deste elemento é quase inexistente, ao contrário do que acontece no caso das almas da secção. De facto, a partir da Figura 3.42, é notória a restrição parcial da rotação destes

últimos elementos, de onde se conclui, mais uma vez, que a rigidez de flexão das almas da secção é considerável.

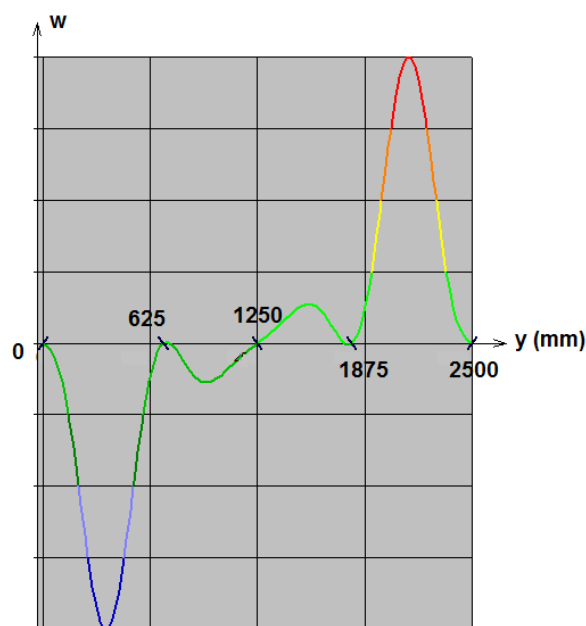


Figura 3.42 – Corte transversal AA da Figura 3.41, em $x = 1100 \text{ mm}$.

No que diz respeito ao banzo inferior, o seu primeiro modo de instabilidade está representado na Figura 3.43. Ao comparar este modo de instabilidade com o da Figura 3.41 (correspondente ao primeiro modo de instabilidade para o qual os painéis interiores da chapa de banzo superior, entre almas, encurvam) é visível que, existe uma redução do número de semi-ondas na direcção x , de quatro para três.

As condições de apoio, comprimento, largura e espessura de um painel não reforçado são parâmetros condicionantes para a definição do número de semi-ondas do mesmo. Como os três primeiros parâmetros são iguais para os painéis interiores da chapa de banzo superior e os painéis da chapa de banzo inferior, é possível concluir que a redução do número de semi-ondas deve-se à diferente espessura entre os banzos da secção.

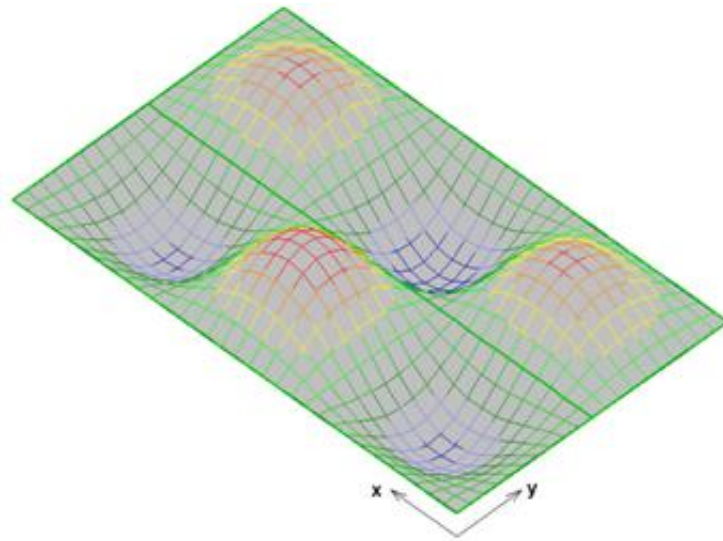


Figura 3.43 - Primeiro modo de instabilidade do banzo inferior devido ao momento flector negativo.

3.4.4.2 Encurvadura local dos painéis dos banzos reforçados longitudinalmente entre reforços transversais

Para este modo de encurvadura, dado que o EBPlate [12] não considera a hipótese dos reforços longitudinais de extremidade encurvarem, apenas se faz referência ao reforço longitudinal em T invertido para o banzo superior e em T para o banzo inferior. Isto significa que apenas se considera a encurvadura dos painéis reforçados interiores de 1100 mm, para ambos os banzos.

Comece-se então pelo banzo superior, em que modo de encurvadura do reforço longitudinal em T invertido está representado na Figura 3.44, em que o painel reforçado interior (entre as almas) instabiliza.

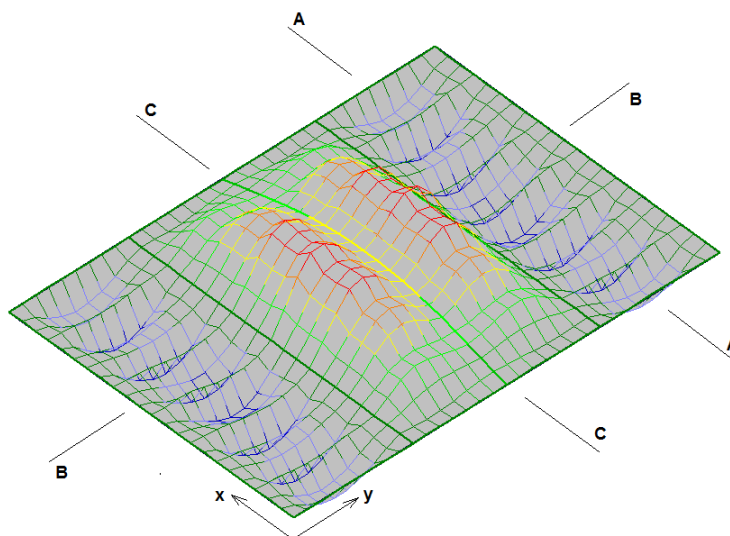


Figura 3.44 – Primeiro modo de instabilidade do painel reforçado da chapa de banzo superior e do reforço longitudinal em T invertido.

Para se ter uma melhor percepção da encurvadura do reforço longitudinal em T invertido, na Figura 3.45 e Figura 3.46 estão representados os cortes BB e CC, respectivamente, da Figura 3.44. No corte BB (Figura 3.45) é possível verificar que a deformada do reforço longitudinal em T invertido é menos acentuada que a dos painéis não reforçados que lhes são adjacentes, de 550 mm. Isto significa que a esbelteza normalizada do painel reforçado é superior à do reforço longitudinal em T invertido. Em relação ao número de semi-ondas, segundo a direcção do eixo y , os painéis reforçados exteriores apresentam uma e o painel interior três.

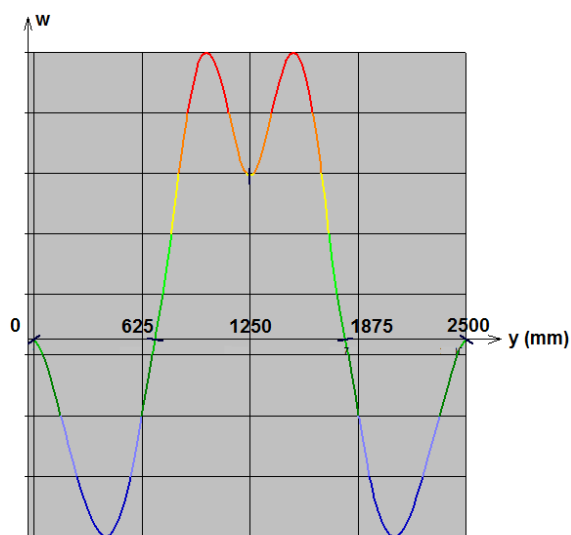


Figura 3.45 – Corte transversal BB da Figura 3.44, em $x = 900 \text{ mm}$.

No corte CC (Figura 3.46), está representado o primeiro modo de instabilidade do reforço longitudinal em T invertido que apresenta uma semi-onda, segundo a direcção do eixo x . Este facto faz com que, por compatibilidade de deslocamentos, os painéis adjacentes, tanto os interiores como os exteriores, apresentem igualmente uma semi-onda na mesma direcção.

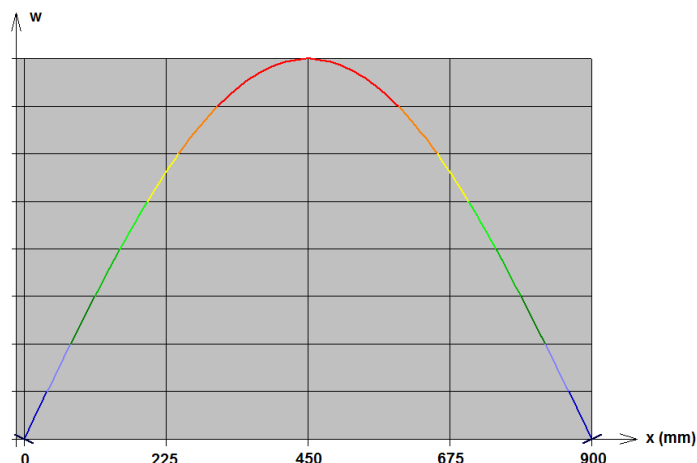


Figura 3.46 – Corte longitudinal CC da Figura 3.44, em $y = 1250 \text{ mm}$.

No que diz respeito ao banzo inferior, o primeiro modo de instabilidade do painel reforçado está representado na Figura 3.48. A esbelteza normalizada do reforço longitudinal em T é maior que a do painel reforçado da chapa de banzo inferior. Este facto leva a que a deformada do reforço longitudinal em T seja superior à dos painéis que estão adjacentes a este, como mostra a Figura 3.48, contrariamente ao que acontece na Figura 3.45, referente ao banzo superior.

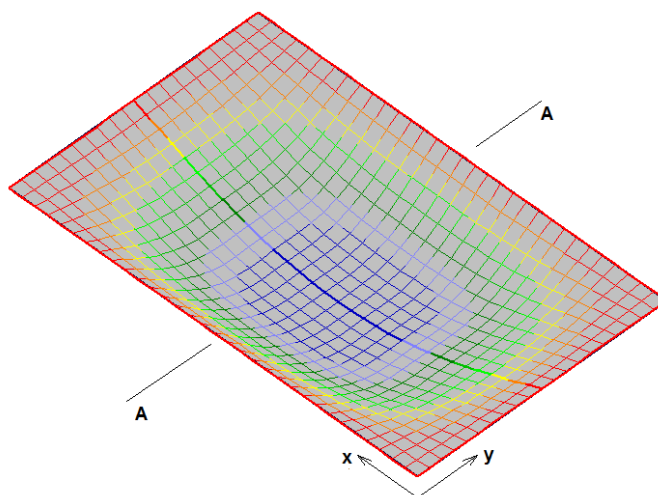


Figura 3.47 – Primeiro modo de instabilidade do painel reforçado, na chapa de banzo inferior e do reforço longitudinal em T invertido.

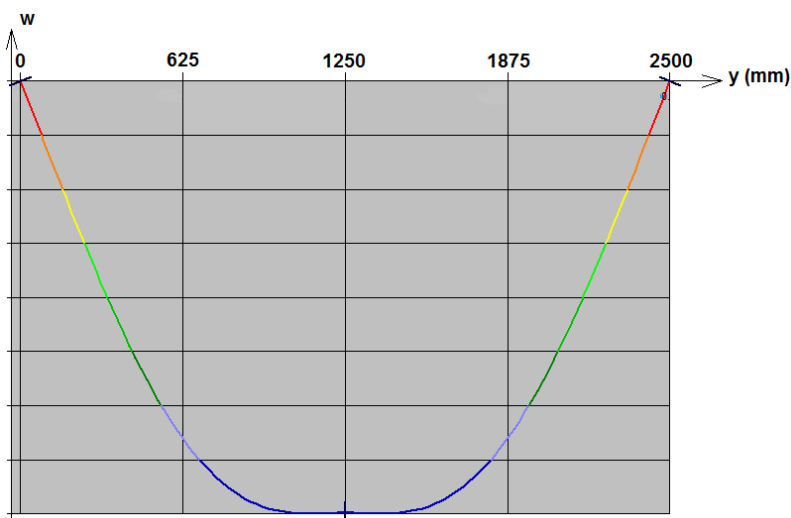


Figura 3.48 – Corte transversal AA da Figura 3.47, em $x = 900 \text{ mm}$.

3.4.5 Encurvadura das almas

A caracterização do comportamento das almas é feita através do programa EBPlate [12]. Como o espaçamento dos reforços transversais das almas é igual a 9000 mm e a altura das mesmas é de 715 mm, não faz sentido modelar uma chapa com estas dimensões, pois a influência dos reforços transversais não seria perceptível. Para além disso, as tensões actuantes (normais e tangenciais), são variáveis ao longo das almas, o que em termos de modelação é de difícil execução. Deste modo, para explicar o comportamento destes elementos, considera-se uma chapa quadrada simplesmente apoiada nos bordos, como modelo. Assim, para cada zona do tabuleiro, considera-se um modelo deste tipo (chapa quadrada), fazendo variar as tensões a que as almas estão sujeitas. As zonas do tabuleiro a que se fez referência foram: encontros, meio-vão e pilares.

Considere-se, então, uma chapa quadrada e simplesmente apoiada sujeita a um estado de tensão de corte puro, ou seja, a chapa apenas está sujeita à tensão tangencial, τ . Quando a chapa atinge a tensão crítica, isto é, quando se dá o primeiro modo de encurvadura, a sua deformada é caracterizada por fazer uma meia onda na direcção de tracção e uma onda na direcção de compressão, como ilustra a Figura 3.49. Também na mesma figura é possível observar que as tensões principais de tracção e compressão são iguais e opostas, actuando a 45° em relação à direcção das tensões tangenciais, τ . O corte transversal AA da Figura 3.49 está representado na Figura 3.50.

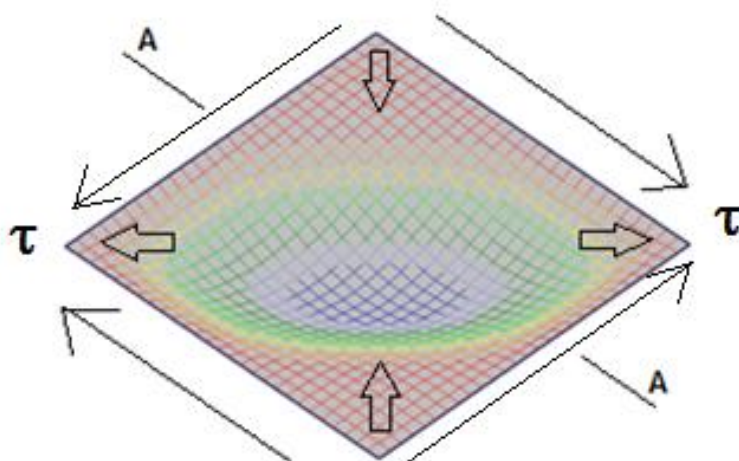


Figura 3.49 - Primeiro modo de instabilidade de uma chapa sujeita a um estado de tensão de corte puro.

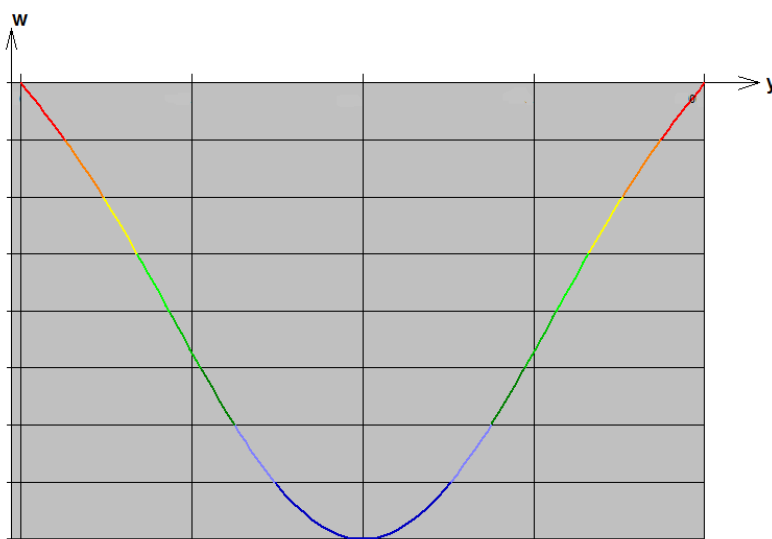


Figura 3.50 – Corte AA da Figura 3.49.

Aplicando este conceito às almas da secção do tabuleiro, a zona onde estas chapas mais se aproximam do estado de tensão de corte puro é a dos encontros, devido não só ao elevado valor do esforço transversal (Figura 3.51) e momento torsor (Figura 3.52) existente nessa zona, bem como ao facto do momento flector ser nulo, este último visível na Figura 3.28.

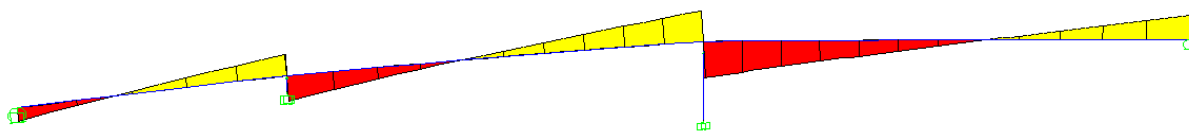


Figura 3.51 - Diagrama de esforço transverso do tabuleiro da ponte em estudo, concebido com viga caixão, para uma combinação fundamental com sobrecarga como acção variável de base.

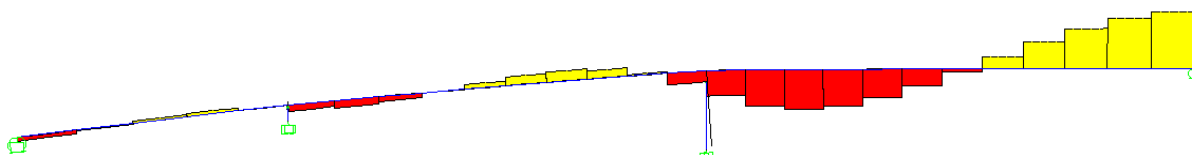


Figura 3.52 - Diagrama de momento torsor do tabuleiro da ponte em estudo, concebido com viga caixão, para uma combinação fundamental com sobrecarga como acção variável de base.³

No entanto, é ainda necessário considerar as cargas verticais aplicadas ao nível do pavimento. Devido a esta carga, a tensão normal, a aplicar nas chapas das almas da secção, é dada pela expressão:

$$\sigma_{za} = \frac{p_{Ed}}{t} \quad (3.30)$$

De modo a ter uma melhor percepção do efeito que esta tensão provoca nas chapas das almas da secção, na Figura 3.53 está representado o modo de instabilidade de uma chapa rectangular com as dimensões idênticas à da Figura 3.52, mas com o acréscimo de tensão normal, σ_{za} , aplicada no bordo mais a cima (na Figura 3.53) com a direcção do eixo x . A Figura 3.54 representa o corte transversal AA da Figura 3.53, onde a diferença entre a Figura 3.54 e Figura 3.50 (apenas sujeita a tensões tangenciais) é mais perceptível. De facto, o deslocamento máximo da deformada está mais perto da zona onde é aplicada a tensão normal, σ_{za} , ou seja, onde existe mais compressão. Deste modo, as tensões principais sofrem uma rotação, que depende da relação entre a tensão normal, σ_{za} , e a tensão tangencial τ .

³ O diagrama de momento torsor não é linear, devido ao facto do programa SAP2000 [1] modelar os elementos curvos em pequenos segmentos de recta, com direcções diferentes.

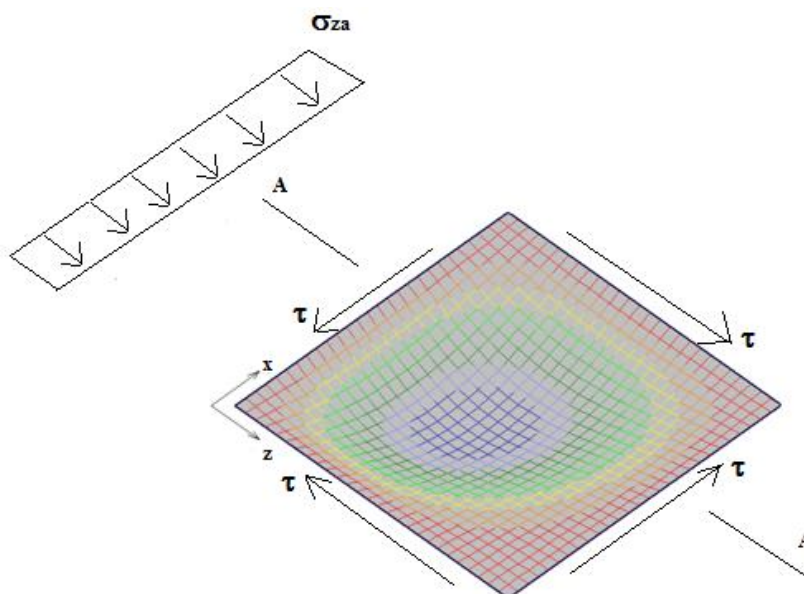


Figura 3.53 - Modo de instabilidade de uma chapa sujeita a tensões tangenciais, τ , e à tensão normal, σ_{za} .

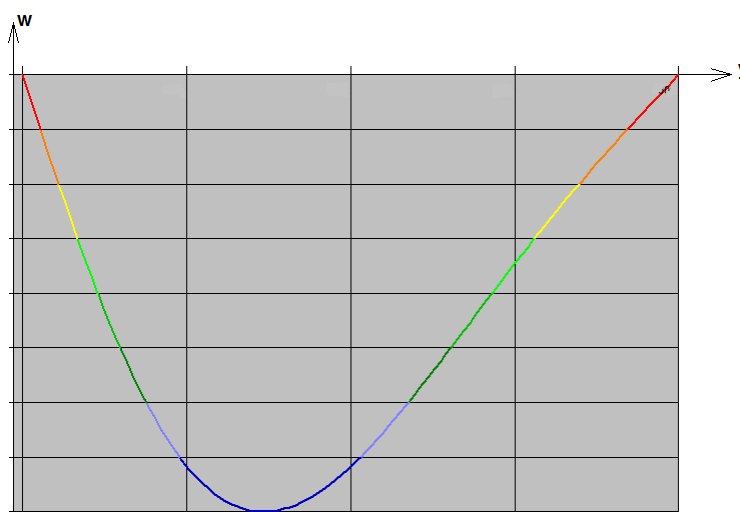


Figura 3.54 – Corte transversal AA da Figura 3.53.

À medida que se afasta dos encontros se afasta dos encontros e se chega ao vão do tabuleiro, a encurvadura por corte vai deixando de se verificar, devido à diminuição do esforço transversal, segundo a direcção z , e ao aumento do momento flector positivo, segundo a direcção y , com base nos eixos da Figura 3.9. Deste modo, quando o esforço transversal é nulo, as únicas tensões a actuarem nas chapas das almas da secção são as normais. Para além da tensão contante, σ_{za} , está igualmente presente a tensão normal, devido ao momento flector, representada na Figura 3.31. Deste modo, o modo de encurvadura correspondente à aplicação destas tensões está representado na Figura 3.55, onde é possível verificar que as compressões se dão na parte superior das chapas das almas da secção.

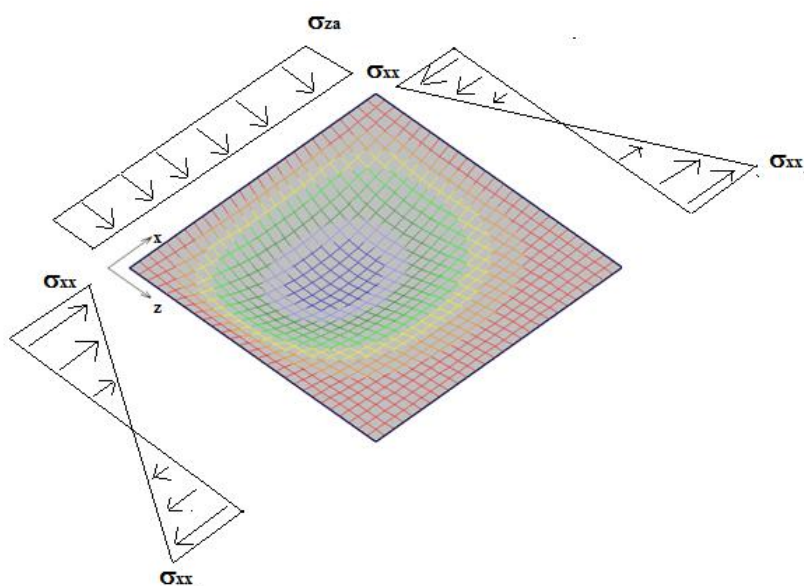


Figura 3.55 – Modo de instabilidade de uma chapa sujeita a tensões normais, σ_{xx} , devido ao momento flector positivo e à tensão normal, σ_{zx} .

Os esforços actuantes nas zonas do tabuleiro junto aos pilares são: momento flector negativo, segundo a direcção y , e esforço transverso, segundo a direcção z . Deste modo, as tensões aplicadas nas chapas das almas da secção, bem como o respectivo modo de instabilidade, estão representados na Figura 3.56. Com esta figura, é possível verificar que existem compressões na parte inferior das chapas da alma da secção, com mais ênfase de um dos lados (direito), devido às tensões tangenciais.

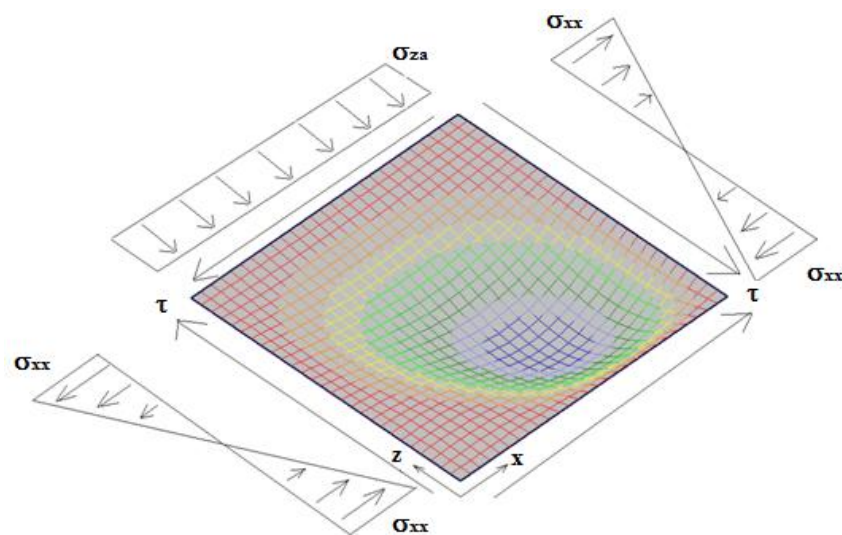


Figura 3.56 – Modo de instabilidade de uma chapa sujeita a tensões normais, σ_{xx} , devido ao momento flector negativo, à tensão normal, σ_{zx} e à tensão tangencial, τ .

3.5 Aspectos particulares de dimensionamento

3.5.1 Classificação da secção

As chapas que constituem a secção em caixão têm uma espessura muito inferior às outras duas (comprimento e largura) e por isso são, geralmente, de Classe 4. Por esta razão, é sempre necessário determinar a largura efectiva das chapas. A classificação da secção do tabuleiro concebido com viga caixão é feita segundo a norma EN 1993-1-1 [15]. Para a classificação dos elementos internos dos banzos, as dimensões a considerar estão representadas na Figura 3.57.

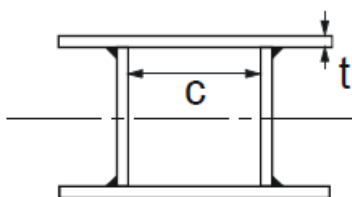


Figura 3.57 – Secção da EN 1993-1-1 a considerar para a classificação dos elementos internos dos banzos.

O valor de c a considerar para a classificação dos elementos internos dos banzos da secção é constante ao longo do tabuleiro, contrariamente ao valor de t . De facto, quando a secção está sujeita a momentos flectores positivos, o valor de t é igual à espessura do banzo superior, enquanto para momentos flectores negativos considera-se igual à espessura do banzo inferior. Assim, de modo conservativo, considera-se para a classificação da secção que t é igual à espessura do banzo superior. É de realçar que se consideram os elementos internos dos banzos como totalmente comprimidos. Para que este elemento não seja de Classe 4, é necessário que se verifique a seguinte expressão:

$$\frac{c}{t} \leq 42\varepsilon \quad (3.31)$$

Para a classificação dos elementos dos banzos em consola, as dimensões a considerar estão representadas na Figura 3.58. O banzo superior é o único que tem elementos em consola.

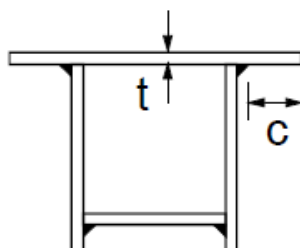


Figura 3.58 - Secção da EN 1993-1-1 a considerar para a classificação dos elementos dos banzos em consola.

Para este caso, as tensões normais provocadas pelo momento flector positivo, segundo a direcção do eixo y (segundo os eixos da Figura 3.9), são superiores às provocadas pelos momentos flectores, segundo a direcção contrária. Assim, considera-se que os elementos dos banzos em consola estão apenas sujeitos a tensões de compressão, por ser uma opção conservativa. Para que os elementos dos banzos em consola não sejam de Classe 4, é necessário que se verifique a seguinte expressão:

$$\frac{c}{t} \leq 14\varepsilon \quad (3.32)$$

Para a classificação das almas, as dimensões a considerar estão representadas na Figura 3.59. Neste caso os valores de c e t são constantes ao longo do tabuleiro.

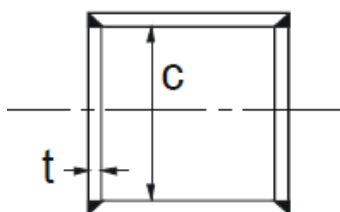


Figura 3.59 - Secção da EN 1993-1-1 a considerar para a classificação das almas.

Ao longo do tabuleiro, existem zonas onde o momento flector é nulo (Figura 3.28) e o esforço axial de compressão é diferente de zero, pelo que para efeitos de classificação destes elementos, apenas existem tensões de compressão. Assim, para que as almas não sejam de Classe 4, é necessário que se verifique a expressão (3.31).

3.5.2 Verificação da segurança aos estados limites de utilização

Na verificação da segurança aos estados limites de utilização, apenas é abordado o efeito de “shear lag”, pois este é determinante para o cálculo da resistência da secção transversal. Este fenómeno pode ser desprezado caso a seguinte expressão seja verificada [10]:

$$b_0 < \frac{L_e}{50} \quad (3.33)$$

em que:

b_0 é metade da largura de um elemento interno ou a largura de um elemento em consola;

L_e é a distância entre pontos adjacentes de momento flector nulo. Como, no presente tabuleiro, os vãos adjacentes não diferem em mais de 50%, este valor é dado pela Figura 3.1 da norma EN 1993-1-5 [10].

O banzo superior é composto por dois elementos em consola e um interno, enquanto no inferior apenas existe um elemento interno. Caso a relação (3.33) não se verifique, é necessária a consideração dos efeitos de “shear lag”. Este efeito é contabilizado através da redução da largura dos painéis, para efeitos de cálculo da resistência das chapas. Essa nova largura dos painéis é denominada por largura efectiva e é dada pela expressão:

$$b_{eff} = \beta b_0 \quad (3.34)$$

em que β (coeficiente efectivo) é dado pela expressão (3.35), consoante o sinal do momento, de acordo com o Quadro 3.1 da norma EN 1993-1-5 [10]:

$$\begin{cases} \beta = \frac{1}{1 + 6,4k^2} & \text{para momentos positivos} \\ \beta = \frac{1}{1 + 6,0 \left(k - \frac{1}{2500k} \right) + 1,6k^2} & \text{para momentos negativos} \end{cases} \quad (3.35)$$

k é dado por:

$$k = \alpha_0 \frac{b_0}{L_e} \quad (3.36)$$

α_0 é dado por:

$$\alpha_0 = \sqrt{1 + \frac{A_{sl}}{b_0 t}} \quad (3.37)$$

em que:

A_{sl} é a área de todos os reforços longitudinais no interior da largura b_0 ;

t é a espessura do painel.

Assim, os parâmetros a ter em conta para o cálculo do coeficiente efectivo, β , são:

- A relação entre a área dos reforços e a área da placa;
- A distância entre pontos adjacentes de momento flector nulo no modelo de cálculo considerado.

O valor de β permite definir o traçado das tensões normais dos banzos da secção, representado na Figura 3.60. Se $\beta > 0,2$, está-se perante o traçado de tensões definido pelo diagrama da esquerda da Figura 3.60, enquanto para o caso contrário se está perante o da direita.

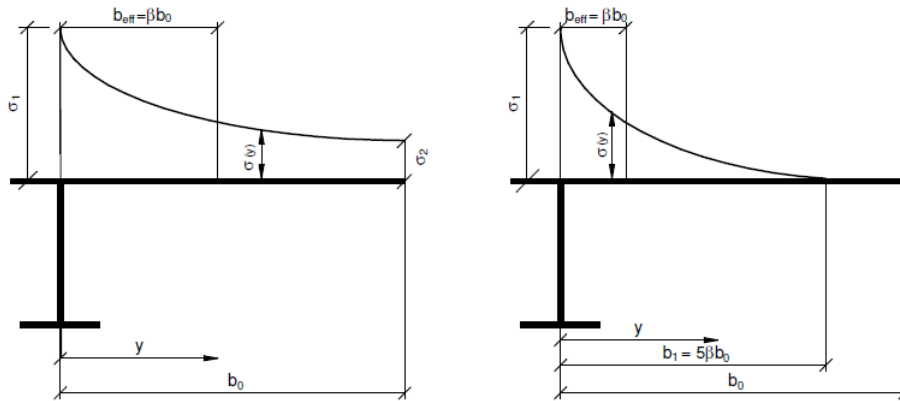


Figura 3.60 - Diagrama de tensões normais devido ao “shear lag” e respectiva largura efectiva.

3.5.3 Verificação da segurança aos estados limites últimos

Para verificar a segurança aos estados limites últimos, visto que as secções do tabuleiro da ponte estão sujeitas a todo o tipo de esforços, o critério de von Mises é o mais apropriado. Este critério tem de ser verificado para qualquer ponto da secção e é dado pela seguinte expressão [15]:

$$\left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{f_y}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_{z,Ed}}{f_y}\right)^2 - \left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{f_y}\right) \cdot \left(\frac{\sigma_{z,Ed}}{f_y}\right) + 3 \cdot \left(\frac{\tau_{Ed}}{f_y}\right)^2 \leq 1 \quad (3.38)$$

em que:

$\sigma_{x,Ed}$ é o valor de cálculo da tensão normal longitudinal no ponto considerado;

$\sigma_{z,Ed}$ é o valor de cálculo da tensão normal transversal local no ponto considerado;

τ_{Ed} é o valor de cálculo da tensão tangencial no ponto considerado.

Se o cálculo dos esforços for feito em regime elástico, a verificação da segurança a partir deste critério pode ser conservadora, uma vez que exclui a possibilidade da distribuição plástica parcial de tensões [15].

Ainda em relação a este critério, existe uma cláusula na EN 1993-1-1 [15] que refere o seguinte: “Os efeitos de *shear lag* e os efeitos da encurvadura local deverão ser tidos em conta através de uma

largura efectiva, de acordo com a EN 1993-1-5. Os efeitos da encurvadura por esforço transversal também deverão ser considerados, de acordo com a EN 1993-1-5”.

Em relação à primeira citação do parágrafo anterior, de facto, os efeitos da encurvadura local são contabilizados para as almas e banzos através de uma largura efectiva. No entanto, apenas para os banzos é contabilizada, nessa largura efectiva, o efeito de “shear lag”, uma vez que este fenómeno não é considerado nas almas da secção. Assim, na verificação da resistência à encurvadura dos banzos, considera-se a combinação do efeito de “shear lag” (contabilizado através da distribuição de tensões, representada na Figura 3.31), com os de encurvadura local [10].

Relativamente à segunda frase da citação acima, é pertinente fazer referência apenas às almas, pois é nestes elementos onde existe probabilidade de ocorrer o efeito de encurvadura por esforço transversal. De facto, o esforço transversal actuante segundo a direcção da largura do tabuleiro é mais baixo, em relação à direcção ortogonal, pelo que não é feita nenhuma referência à encurvadura dos banzos por esforço transversal.

Considere-se, então, que as chapas da secção são de Classe 4 e que é necessário determinar a largura efectiva destes elementos. Na Figura 3.61 está representada a secção em caixão, realçando qualitativamente (a preto) a largura efectiva das chapas.

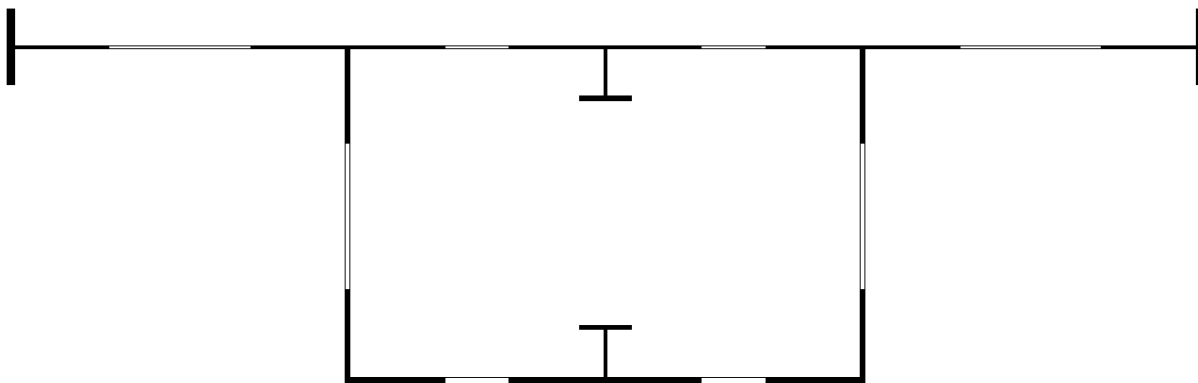


Figura 3.61 – Largura efectiva secção em caixão qualitativa.

De modo a determinar a largura efectiva das chapas dos banzos, considera-se que estes elementos estão repartidos em painéis não reforçados, compreendidos entre os reforços longitudinais e as almas da secção. Esses painéis são considerados simplesmente apoiados. A largura efectiva de cada painel é dada pela expressão seguinte:

$$b_{eff} = \rho_c b \quad (3.39)$$

em que o coeficiente de redução, ρ_c , depende do coeficiente de encurvadura, k_σ . Este último é dado pela expressão seguinte [10]:

$$k_\sigma = \frac{8,2}{1,06 + \Psi} \quad (3.40)$$

em que Ψ é igual à relação das tensões nas extremidades, σ_2 e σ_1 , do painel considerado. Essa relação é igual a [10]:

$$\psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1} \quad (3.41)$$

No caso dos banzos, para se em conta o efeito de “shear lag” a expressão de ψ pode ser resumida na expressão seguinte:

$$\Psi = 1,25(\beta - 0,2) \quad (3.42)$$

em que o valor de β é o mesmo considerado para a verificação da segurança aos estados limites de utilização, no cálculo da largura efectiva e no estudo do efeito de “shear lag”.

Relativamente à resistência da alma em relação à encurvadura por esforço transversal, esta deve ser determinada sempre que a relação entre a altura da alma e a sua espessura, h_w/t_w , satisfaça a seguinte condição [10]:

$$\frac{h_w}{t_w} > \frac{72}{\eta} \varepsilon \quad (3.43)$$

em que η é considerado igual a 1,0 de forma conservativa. Caso a relação (3.43) seja satisfeita, é necessário verificar a resistência à encurvadura por esforço transversal através da relação [10]:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{b,Rd}} \leq 1,0 \quad (3.44)$$

em que:

V_{Ed} é o esforço transversal actuante, incluindo o esforço transversal resultante da torção;

$V_{b,Rd}$ é o valor de cálculo da resistência da alma à encurvadura por esforço transversal, dada por [10]:

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} \leq \frac{\eta f_y h_w t_w}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} \quad (3.45)$$

em que:

$V_{bw,Rd}$ é a contribuição das almas para o esforço transversal resistente;

$V_{bf,Rd}$ é a contribuição dos banzos para o esforço transversal resistente. Esta última contribuição não é considerada para este caso de estudo, uma vez que $M_{f,Rd}$ (momento flector plástico resistente, segundo a direcção da largura do tabuleiro, considerando apenas a área efectiva dos banzos) é menor que o momento flector actuante, M_{Ed} . Assim, apenas se considera a contribuição das almas, $V_{bw,Rd}$, dada por [10]:

$$V_{bw,Rd} = \chi_w \frac{f_{yw} h_w t_w}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} \quad (3.46)$$

em que χ_w é o factor de redução de encurvadura da alma, dado pelo Quadro 5.1 da EN 1993-1-5 [10]. Este factor depende da rigidez dos reforços transversais (espaçados de 9000 mm) e da esbelteza normalizada, dada por [10]:

$$\lambda_w = 0,76 \sqrt{\frac{f_y}{\tau_{cr}}} \quad (3.47)$$

em que τ_{cr} é a tensão crítica de corte, dada pela expressão:

$$\tau_{cr} = \frac{k_\tau \pi^2 E}{12(1 - \nu^2)} \left(\frac{t}{b}\right)^2 \quad (3.48)$$

Em que k_τ é o coeficiente de encurvadura, dado pela expressão:

$$k_\tau = 5,34 + 4 \left(\frac{a}{b}\right)^2 \quad (3.49)$$

De realçar que esta expressão é aplicável apenas para almas cujos reforços transversais têm um espaçamento entre eles maior que a altura das almas.

Até agora foram feitas as verificações da segurança em relação à encurvadura das chapas que constituem a secção. No entanto, é ainda necessário verificar a segurança em relação aos reforços longitudinais, que como se viu na caracterização do comportamento, podem instabilizar. Como a secção transversal dos reforços longitudinais é aberta e está sujeita a esforços axiais de compressão e

de momento flector, é necessário verificar a encurvadura destes elementos à flexão desviada com compressão. Deste modo, a expressão (3.50) permite verificar a segurança dos reforços longitudinais a este tipo de encurvadura. De realçar que a largura efectiva dos painéis das chapas dos banzos é considerada na avaliação das propriedades geométricas que constam na expressão (3.50).

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot A_{eff} \cdot f_y / \gamma_{M1}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed} + N_{Ed} \cdot e_{y,N}}{\chi_{LT} \cdot W_{eff,y} \cdot f_y / \gamma_{M1}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed} + N_{Ed} \cdot e_{z,N}}{W_{eff,z} \cdot f_y / \gamma_{M1}} \leq 1,0 \quad (3.50)$$

em que:

A_{eff} é a área efectiva da secção;

$e_{y,N}$ e $e_{z,N}$ são a variação da posição do eixo neutro elástico segundo y e z, respectivamente;

$M_{y,Ed}$ e $M_{z,Ed}$ são o momento flector de dimensionamento segundo y e z, respectivamente;

N_{Ed} é o esforço axial de dimensionamento;

$W_{eff,y}$ e $W_{eff,z}$ são o módulo elástico efectivo da secção segundo y e z, respectivamente;

χ_y e χ_{LT} são os coeficientes de redução para encurvadura por compressão segundo y e encurvadura lateral, respectivamente;

k_{yy} e k_{yz} são os factores de interacção em flexão composta.

3.6 Estimativa de custo do tabuleiro

Neste ponto é feita uma estimativa de custo do tabuleiro concebido com viga caixão. Existem vários procedimentos para estimar o valor deste custo. Um deles (e o utilizado neste caso de estudo) é o “custo por unidade de medida”, em que se multiplica a quantidade de material utilizado (em kg) pelo custo unitário do aço (em €/kg) [23]. Este último pode ser diferente de obra para obra e é calculado em função dos preços unitários seguintes [23]:

- Matéria-prima;
- Fabrico;
- Pintura;
- Montagem;
- Preparação/projecto;
- Transporte;
- Acessórios;

- Meios de elevação;
- Garantias;
- Encargos;
- Lucro.

A estimativa do custo do tabuleiro é apresentada no Quadro 3.4, em que o custo unitário do aço considerado foi fornecido por uma empresa de projecto e corresponde ao valor correntemente utilizado no mercado português em obras deste tipo.

Quadro 3.4 – Estimativa de custo da concepção com viga caixão.

Elemento	Unidade	Quantidade	Custo unitário	Custo Total [milhares de €]
Guardas	kg	6118,4	2,85	15,1
Chapa de banzo superior	kg	7531,6	2,85	21,5
Reforços do banzo superior	kg	3800,2	2,85	10,8
Chapas das almas	kg	7180,2	2,85	20,5
Reforços das almas	kg	39,9	2,85	0,1
Chapa de banzo inferior	kg	7596,3	2,85	21,6
Reforço do banzo inferior	kg	837,8	2,85	2,4
Custo do tabuleiro	-	-	-	94,3

Para se obter o custo unitário⁴, em €/m², da chapa de banzo superior do pavimento, é necessário fazer uma transformação a partir do custo unitário do aço, este último em €/kg. Na equação (3.51) está indicado o custo unitário por m² da chapa do banzo superior do pavimento.

$$C_{chapa} = 2,85 \text{ €} \times 7850 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \times 0,006 \text{ m} = 134,2 \frac{\text{€}}{\text{m}^2} \quad (3.51)$$

⁴ Este custo serve de comparação à laje mista, abordada no capítulo seguinte.

Capítulo 4

4 Conceção com viga Vierendeel integrada nas guardas

4.1 Descrição da solução

Na concepção do tabuleiro em viga Vierendeel existem também três vãos. O primeiro tem 12,68 m, o segundo 24,19 m e o terceiro 28,05 m. Cada vão desenvolve-se segundo uma direcção diferente, como é visível na Figura 4.1.

O ângulo que o primeiro troço faz com o segundo é de $24,8^\circ$ e o que o segundo faz com o terceiro é de $35,5^\circ$. A estrutura resistente principal deste tabuleiro não é igual em toda a sua extensão, existindo diferenças entre as zonas dos vãos e as dos apoios.

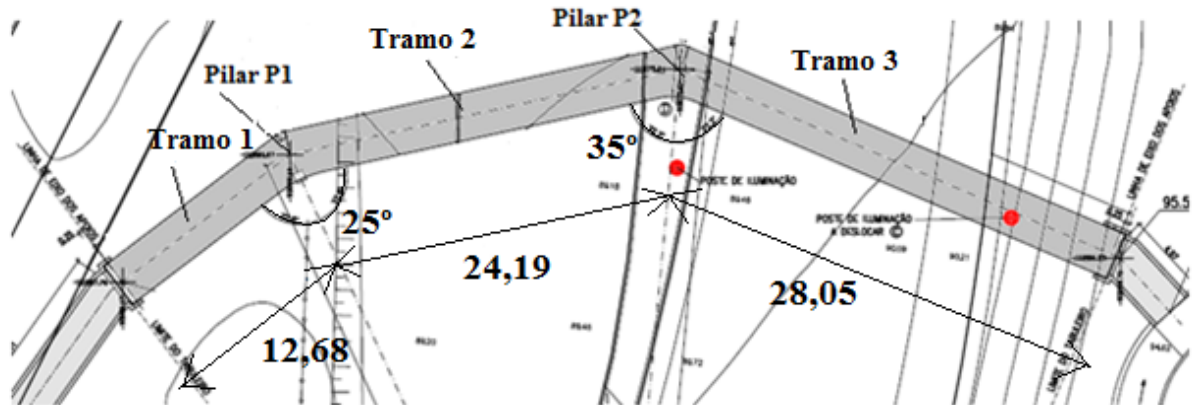


Figura 4.1 - Traçado do tabuleiro concebido com viga Vierendeel [25].

Em relação aos pilares, existem dois tipos: P1 (Figura 4.2) e P2 (Figura 4.3), em que o primeiro se situa entre os troços 1 e 2 e o segundo entre os troços 2 e 3.

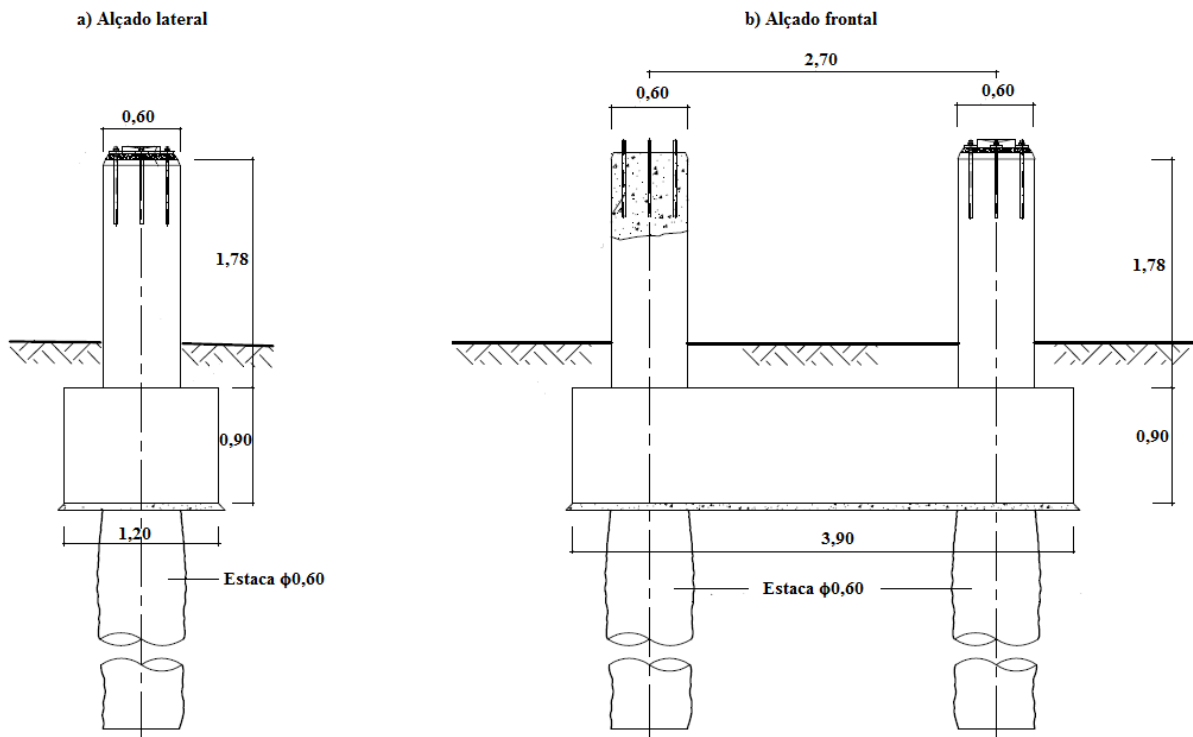


Figura 4.2 – a) Alçado lateral do pilar P1; b) Alçado frontal do pilar P1 [25].

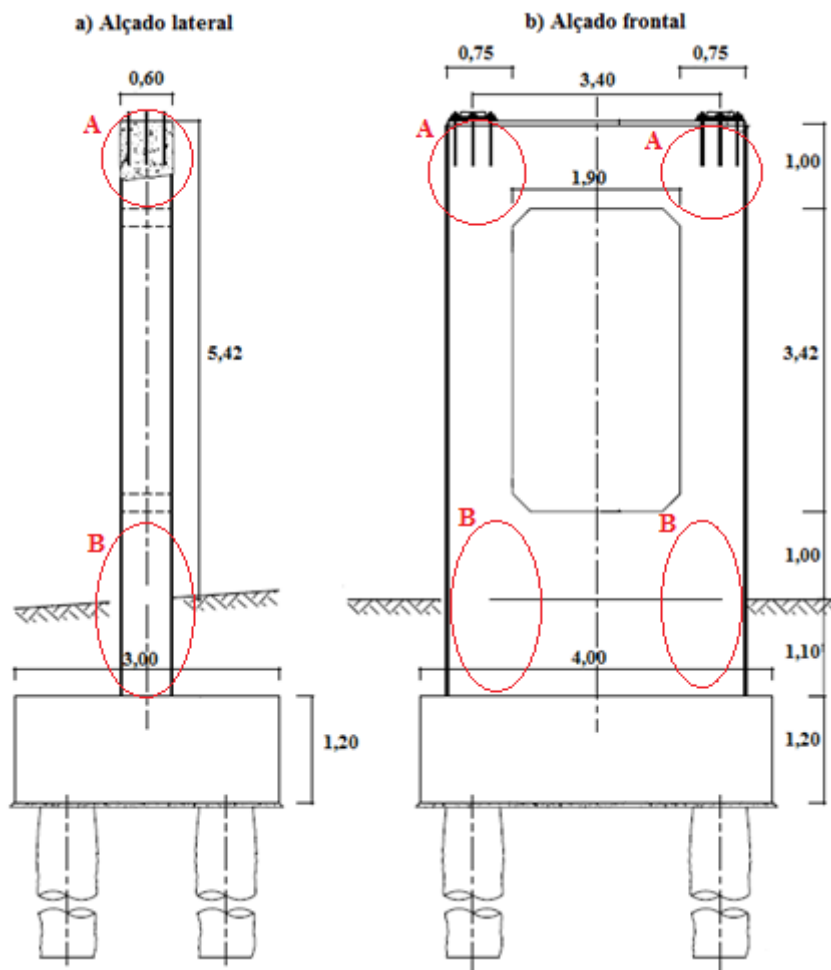


Figura 4.3 – a) Alçado lateral do pilar P2; b) Alçado frontal do pilar P2 [25].

Nas zonas dos vãos, a estrutura resistente principal resume-se às duas vigas Vierendeel indicadas na Figura 4.4, compostas pelas guardas laterais (a branco na Figura 4.4) e as cordas inferiores (a amarelo na Figura 4.4). Cada guarda lateral é composta por perfis em I (montantes) e por um perfil tubular (corda superior), enquanto as cordas inferiores são perfis em H.



Figura 4.4 - Viga Vierendeel integrada na guarda na zona do vão.

Os montantes e as cordas superiores da viga Vierendeel não são todos iguais ao longo do tabuleiro: os primeiros elementos variam de IPE240 até IPE360, enquanto os segundos, que são tubos circulares, têm diâmetro exterior de 163 mm, constante, mas espessura que varia entre 3,6, 5 e 8 mm. A disposição dos perfis é visível nas páginas A.2 e A.3 do anexo.

No que se refere ao pavimento, a laje é mista (Figura 4.5) e inclui uma chapa colaborante com as seguintes características:

- Perfil trapezoidal (tipo HAIRCOL 59S);
- Espessura de 0,75 mm;
- Altura de 59 mm;
- Zincagem das duas faces com espessura na ordem de 0,05 mm.

Esta chapa serve de cofragem para a lâmina de betão que tem 51 mm de altura, o que significa que a altura total da laje mista é de 110 mm. A orientação das nervuras coincide com a direcção longitudinal do tabuleiro, apoiando-se a chapa sobre as travessas (IPE120 e IPE140).

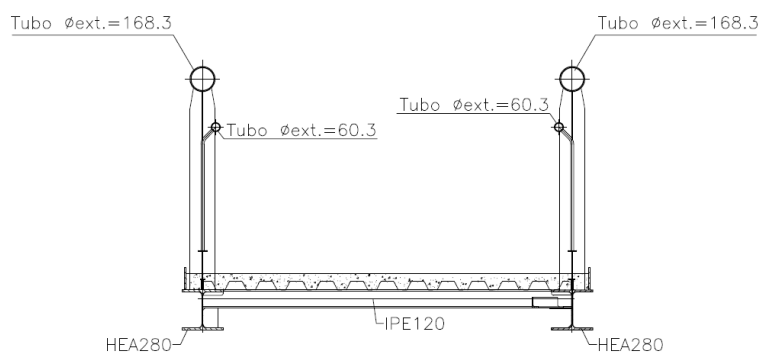


Figura 4.5 - Corte da secção do tabuleiro na zona do vão [25].

As travessas (IPE 120 e 140) e as diagonais de contraventamento (L80x8x8 e L70x7x7) são soldadas às almas das cordas inferiores (HEA 280), situando-se abaixo da chapa colaborante. As diagonais de contraventamento, como o próprio nome indica, estão dispostas diagonalmente às cordas inferiores da viga Vierendeel, enquanto as travessas são colocadas na perpendicular às cordas.

Na zona dos pilares, a estrutura resistente principal é composta pelas mesmas vigas Vierendeel, mas com uma diferença face à zona do vão, como é visível na Figura 4.6: a laje é de betão armado, tem 38 cm de espessura e apoia nas cordas inferiores (HEA280) e nas travessas em IPE270 aí existentes.

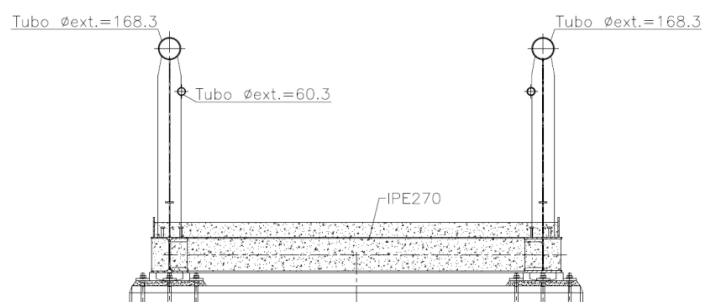


Figura 4.6 - Corte da secção do tabuleiro na zona dos pilares [25].

Na Figura 4.7, é visível que, onde o tabuleiro muda de direcção (zona dos pilares), a guarda do lado exterior é em viga Vierendeel (pormenor A da Figura 4.7). Na mesma zona, mas do lado interior, existem chapas de aço, visíveis no pormenor B da Figura 4.7 e no corte longitudinal representado na Figura 4.8. Estas chapas são ligeiramente em curva, como é visível na Figura 4.9 (corte transversal AA da Figura 4.8).



Figura 4.7 - Viga Vierendeel integrada nas guardas na zona dos pilares.

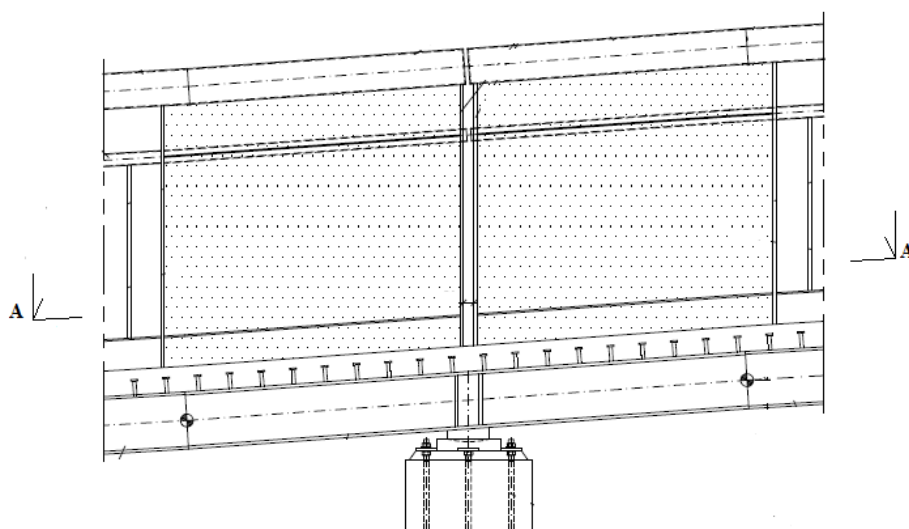


Figura 4.8 – Corte longitudinal do tabuleiro na zona dos pilares, com vista para as chapas de aço integradas nas guardas [25].

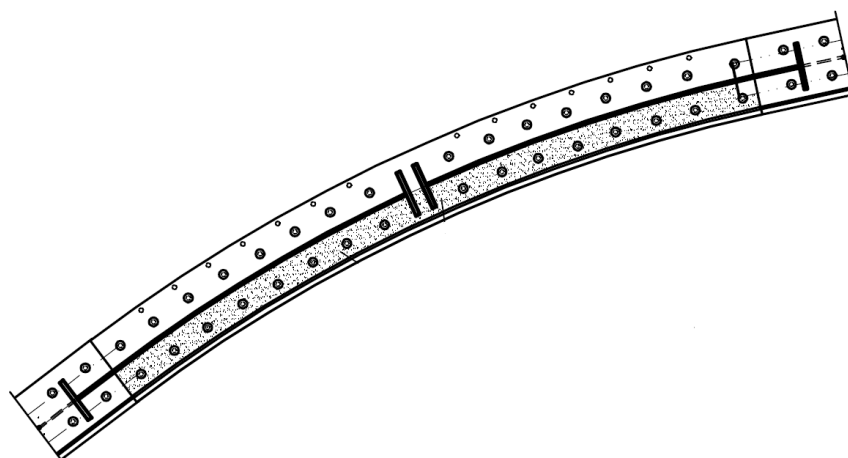


Figura 4.9 – Chapas de aço integradas nas guardas, na zona dos pilares [25].

4.2 Modelação estrutural

Para a modelação da ponte em estudo, utilizou-se o programa de cálculo automático de estruturas SAP2000 [1] e efectuou-se um modelo de cálculo com elementos de barra e elementos de placa. Para a simulação dos perfis em aço utilizaram-se elementos de barra, enquanto para a laje maciça de betão armado (na zona dos pilares) e chapas de aço nas guardas (na zona dos pilares) se recorreu a elementos de placa. A laje mista (na zona do vão) tem uma abordagem diferente dos restantes elementos estruturais, a qual é feita mais à frente. Na Figura 4.10 apresenta-se o modelo da ponte, em perspectiva.

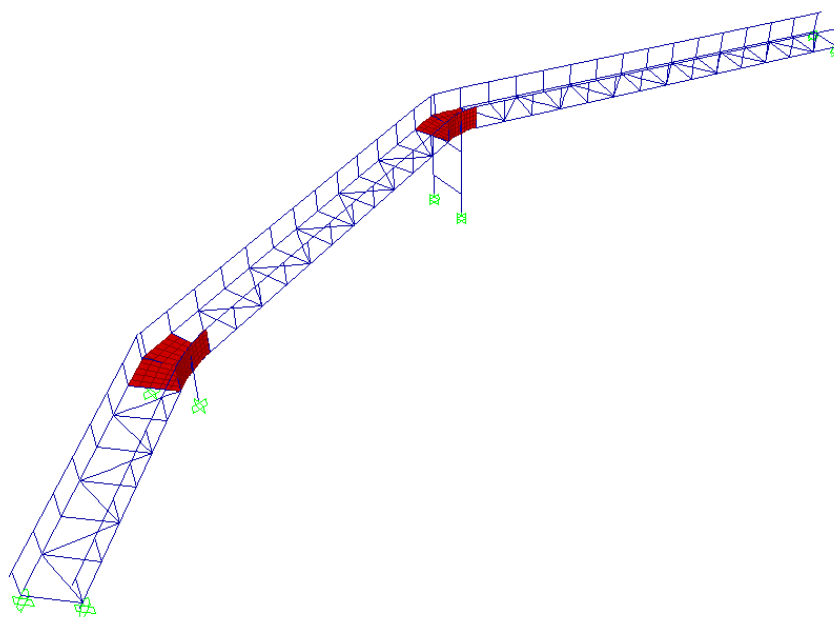


Figura 4.10 - Representação do modelo de cálculo da ponte pedonal em estudo, com tabuleiro concebido com viga Vierendeel.

4.2.1 Materiais

Existe alguma falta de conhecimento e de experiência do comportamento de estruturas mistas com betões de alta ou baixa resistência, nomeadamente no que se refere ao comportamento dos conectores e à redistribuição de momentos em vigas contínuas [19]. Por esta razão, a norma sugere que não se utilizem betões de classes de resistência inferiores a C30/37 ou superiores a C50/60.

Em relação à classe de exposição, como já foi visto no Capítulo 3, a escolhida é a XS1, pelas razões atrás referidas. O módulo de elasticidade do betão, E_{cm} , aumenta para idades superiores a 28 dias. No entanto, este pequeno aumento é geralmente desprezado quando comparado com as incertezas associadas à modelação da fluência [19].

Assim, considerou-se para todos os elementos de betão armado a classe de betão C30/37. As propriedades mecânicas do betão armado utilizado nesta concepção estão presentes no Quadro 4.1. Em relação às armaduras de aço para o betão armado do tabuleiro, utilizou-se o aço A500 NR.

Quadro 4.1 - Propriedades mecânicas do betão utilizado no tabuleiro, concebido com viga Vierendeel integrada nas guardas, e nos pilares da ponte.

Símbolo	Propriedade mecânica	Valor
γ_{ba}	Peso específico do betão armado [kN/m ³]	25
f_{ck}	Valor característico da tensão de rotura do betão à compressão [MPa]	30
E_{cm}	Módulo de elasticidade do betão [GPa]	33
$\nu_{betão}$	Coefficiente de Poisson do betão	0,2
$\alpha_{betão}$	Coefficiente de dilatação térmica linear do betão [°C]	10×10^{-6}

A EN 1994-2 [17] abrange o projecto de estruturas mistas com aços estruturais com uma tensão de cedência nominal, f_y , de valor não superior a 460 MPa. Contudo, com base em diversos estudos experimentais em elementos estruturais mistos, a rotura prematura do betão ocorre frequentemente quando se utilizam aços com f_y superior a 355 MPa. Deste modo, a norma EN 1994-1-1 [17] não impede a utilização de aços com f_y superior a 355 MPa, mas impõe regras para a sua utilização, nomeadamente ao nível da redistribuição de momentos, capacidade de rotação e momento resistente plástico. Assim, considerou-se para todos os elementos resistentes principais que o tipo de aço a utilizar é o S355JR. As propriedades mecânicas deste aço são as apresentadas no Quadro 4.2.

Quadro 4.2 - Propriedades mecânicas do aço utilizado no tabuleiro, concebido com viga Vierendeel integrada nas guardas.

Símbolo	Propriedade mecânica	Valor
$\gamma_{aço}$	Peso específico do aço [kN/m ³]	77
f_y	Tensão nominal de cedência do aço [MPa]	355
E_s	Módulo de elasticidade do aço [GPa]	210
$\nu_{aço}$	Coefficiente de Poisson do aço	0,3
$\alpha_{aço}$	Coefficiente de dilatação térmica linear do aço [°C]	10×10^{-6}

4.2.2 Modelação dos elementos de barra do tabuleiro

No SAP2000 [1] existem perfis de aço pré-definidos, não sendo por isso necessário calcular as propriedades geométricas de cada barra, como foi feito na modelação da solução com viga caixão, no

Capítulo 3. Neste caso apenas é necessário definir as dimensões de cada perfil e colocá-los nas posições previstas no projecto, tal como ilustrado nas páginas A.2 e A.3 do anexo.

Na modelação das diagonais de contraventamento, consideraram-se as suas extremidades rotuladas, pelo que estas barras estão isentas de momento flector e apenas desenvolvem esforços axiais.

Ainda em relação aos elementos de barra, na modelação das guardas estruturais do tabuleiro, é importante referir que estas, na zona onde o tabuleiro muda de direcção, são descontínuas, como é visível nos pormenores A e B da Figura 4.11.

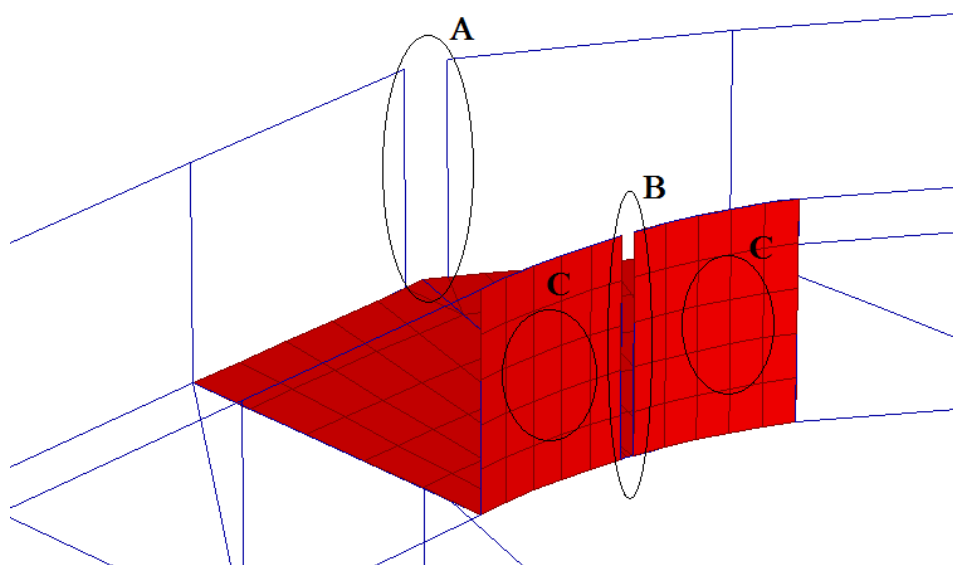


Figura 4.11 – Descontinuidade existente nas guardas estruturais do tabuleiro.

4.2.3 Modelação dos elementos de placa do tabuleiro

Os elementos estruturais que se modelaram através de elementos de placa são: chapas integradas nas guardas e laje maciça de betão armado (ambas na zona dos apoios). A primeira, visível no pormenor C da Figura 4.11, tem 6 mm de espessura e foi modelada como membrana, isto é, considerou-se que estes elementos de placa não resistem a esforços de flexão. A discretização desta chapa está representada na mesma figura e cada elemento finito correspondente tem, aproximadamente, uma área de 400x500 mm².

Em relação à laje maciça, esta tem 380 mm de espessura e foi modelada através de elementos de casca, ou seja, resiste a esforços de membrana e de flexão. A discretização da malha da laje maciça é visível na Figura 4.12, em que cada elemento finito tem, aproximadamente, as mesmas dimensões que os das chapas integradas nas guardas.

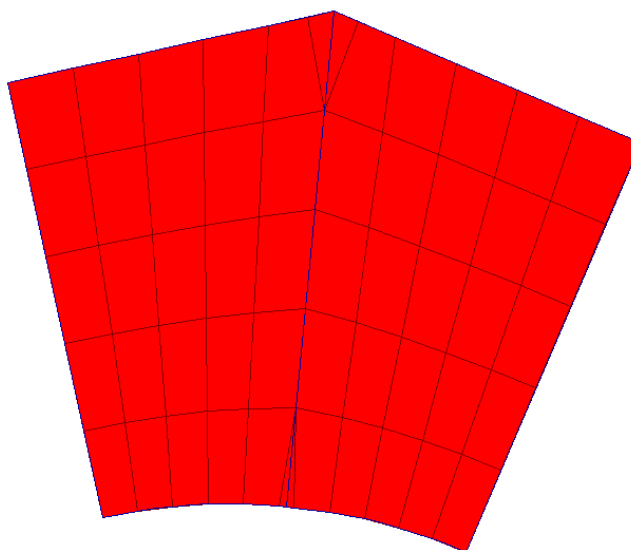


Figura 4.12 - Discretização da laje maciça.

4.2.4 Modelação da laje mista

Na modelação da laje mista, esta não se considerou como elemento de placa, devido ao facto da conexão entre o aço das cordas inferiores e o betão da laje mista ser parcial e não total (como se explica mais à frente neste capítulo). Isto significa que os dois materiais não trabalham solidariamente e, portanto, não existe transferência de esforços entre eles. Assim, considerou-se, de maneira conservativa, que a laje mista não tem qualquer função estrutural (para além de funcionar como elemento de transmissão das cargas para as vigas principais) pelo que não foi contabilizada como elemento resistente na modelação. No entanto, foi necessário contabilizar tanto a acção do peso próprio da laje mista como as cargas que lhe são aplicadas.

4.2.5 Modelação dos pilares

Em relação aos pilares P1 e P2, a sua modelação foi feita através de dois elementos de barra dispostos na vertical, situados inferiormente aos apoios e com as dimensões apresentadas na Figura 4.2 e Figura 4.3, respectivamente.

Na Figura 4.3, onde está representado o pilar P2, é visível que existem duas vigas que ligam os dois elementos verticais. Uma situa-se na extremidade superior do pilar P2 e tem 1,0 m de altura, enquanto a outra localiza-se na extremidade inferior do mesmo pilar e tem 2,1 m de altura. Estas vigas são modeladas como elementos de barra dispostos na horizontal. Para além disso, conferem maior rigidez aos elementos de barra verticais, nas zonas A e B da Figura 4.3. Para simular esta rigidez no modelo em SAP2000 [1], modificou-se a geometria dos elementos verticais nas zonas assinaladas com as letras A e B na Figura 4.3. Essa alteração corresponde à substituição, no programa SAP2000 [1], das

dimensões da secção transversal dos elementos verticais de $0,75 \times 0,6 \text{ m}^2$ para $2,10 \times 0,60 \text{ m}^2$. É de realçar que 2,10 m corresponde a metade da maior dimensão da secção transversal do pilar P2, como ilustra a Figura 4.3b), enquanto 0,75 m corresponde a metade da maior dimensão da secção transversal de cada elemento vertical, visível na mesma figura.

4.2.6 Modelação dos apoios

No projecto da ponte em estudo definiram-se dois tipos de apoios diferentes: um para o topo dos pilares e outro para os encontros. O tabuleiro assenta em oito apoios metálicos, sendo que quatro deles se situam nos encontros e os restantes no topo dos pilares.

Na Figura 4.13 e Figura 4.14 estão representados, respectivamente, um corte longitudinal e um corte transversal do tabuleiro, na zona de um dos pilares, onde se encontra um dos dois tipos de apoios. Este tipo de apoio é esférico, ou seja, funciona como uma rótula esférica: permite rotação segundo qualquer direcção (visível na Figura 4.15, que representa o pormenor A da Figura 4.14) e não permite quaisquer translações (visível no pormenor A da Figura 4.13). A rótula esférica (pormenor A da Figura 4.15) assenta na peça inferior do apoio (Figura 4.16), permitindo a rotação segundo qualquer direcção. Assim, as reacções existentes nos apoios situados no topo dos pilares são: uma vertical e duas horizontais.

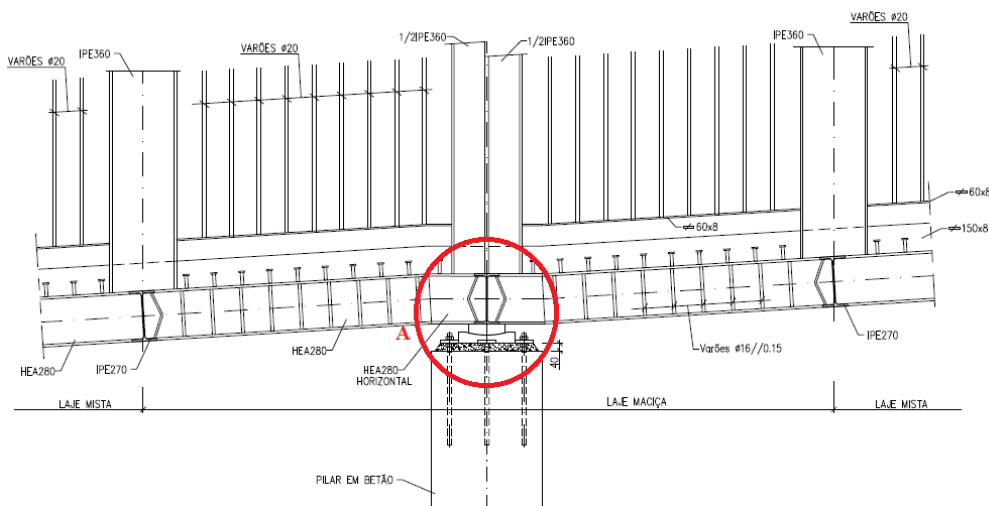


Figura 4.13 – Corte longitudinal do tabuleiro na zona dos pilares [25].

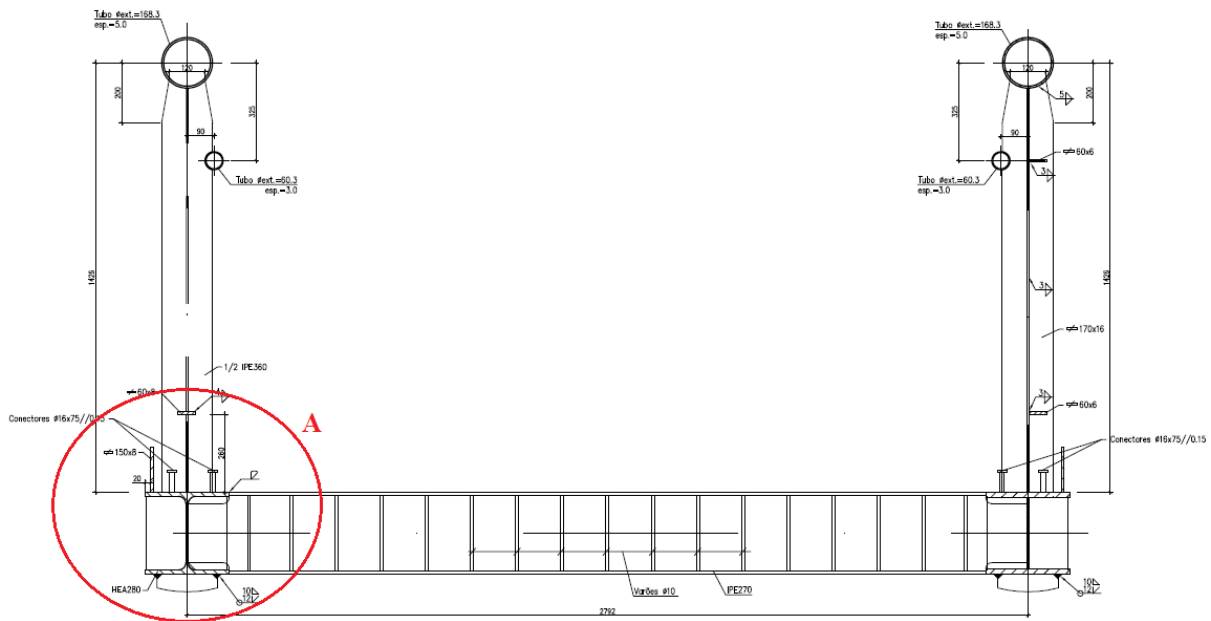


Figura 4.14 – Corte transversal do tabuleiro na zona dos pilares [25].

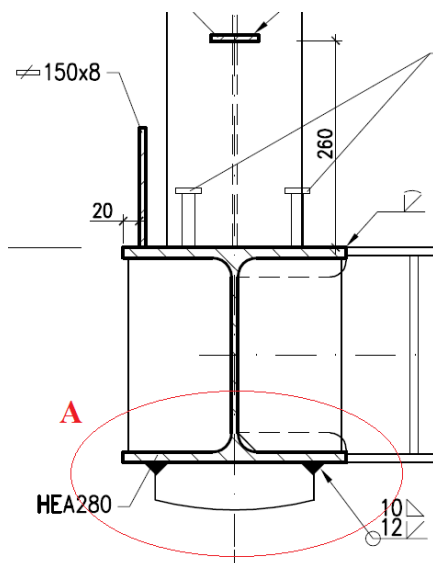


Figura 4.15 – Pormenor A da Figura 4.14 [25].

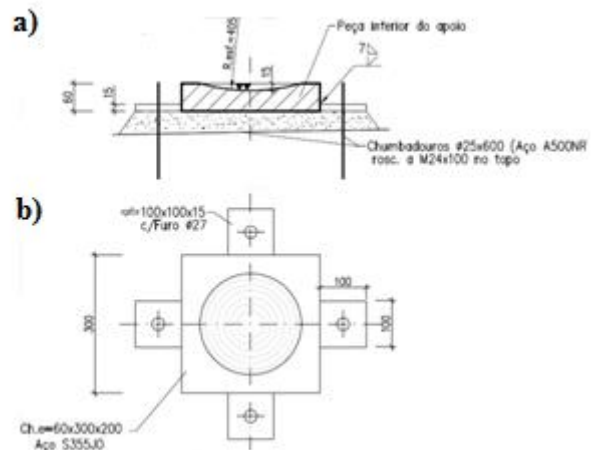


Figura 4.16 – a) Pormenor da peça inferior do apoio; b) Pormenor do apoio visto de cima [25].

Na Figura 4.17 está representado um corte transversal do tabuleiro, na zona de um dos encontros, onde se encontra o outro tipo de apoio. Este apoio é deslizante, está representado em pormenor na Figura 4.18 e apenas permite a translação segundo a direcção do eixo longitudinal do tabuleiro e a rotação segundo a direcção perpendicular à anterior.

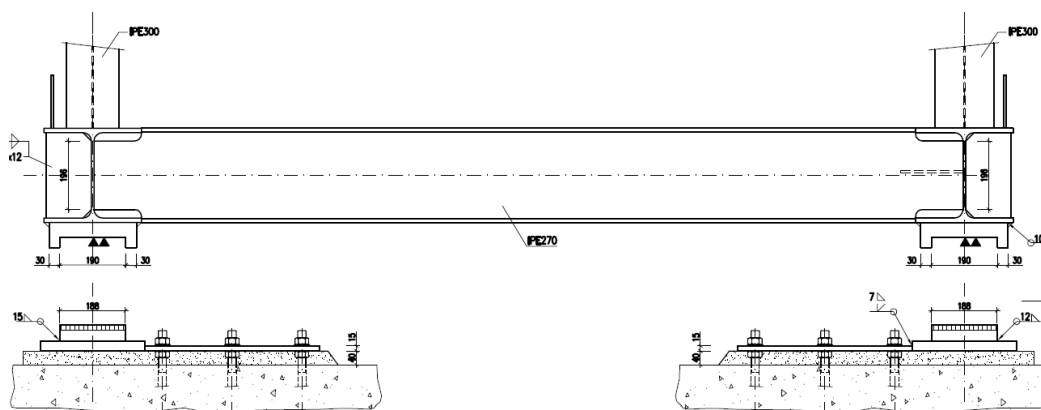


Figura 4.17 – Corte transversal do tabuleiro, na zona de um dos encontros [25].

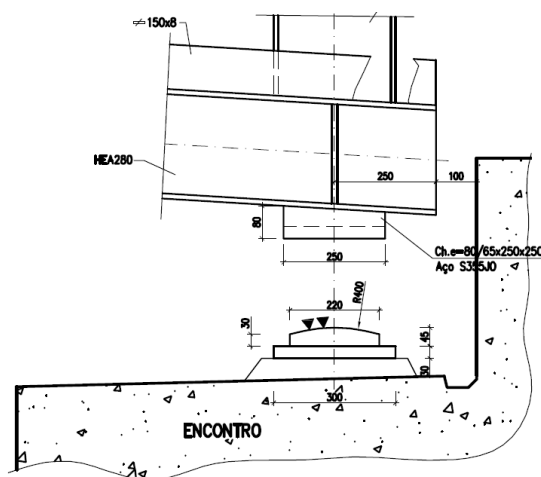


Figura 4.18 – Pormenor do apoio deslizante num dos encontros [25].

Na Figura 4.17 e na Figura 4.18 são perceptíveis as seguintes restrições: o impedimento do deslocamento vertical; o impedimento das rotações segundo a direcção do eixo longitudinal do tabuleiro e segundo a direcção vertical; e, ainda, o impedimento da translacção horizontal segundo a direcção perpendicular ao eixo longitudinal do tabuleiro. Assim, as reacções existentes nos apoios situados nos encontros, que têm a mesma direcção dos impedimentos descritos neste parágrafo, são: a vertical, a horizontal segundo a direcção perpendicular ao eixo longitudinal do tabuleiro, o momento flector segundo a direcção vertical e o momento torsor.

No modelo, de maneira a simular os apoios esféricos, foi considerada a libertação das três rotações no topo dos elementos de barra vertical dos pilares, enquanto em relação aos encontros, simulou-se um apoio, em que se libertam o deslocamento segundo a direcção do eixo longitudinal do tabuleiro e a rotação segundo a direcção perpendicular a esse eixo. No que diz respeito à simulação da base dos pilares, considerou-se encastramento perfeito (pelas razões já descritas no capítulo anterior), pelo que se restringiram todos os deslocamentos e rotações.

4.2.7 Conexão entre o aço e o betão

Na modelação, para que se possa considerar que o aço e o betão funcionam como um só elemento, garantindo a resistência suficiente na interface entre os dois materiais ao longo da sua extensão, é necessário verificar a existência de conexão total entre os dois elementos. Quando existe este tipo de conexão, a resistência da secção é a máxima que se consegue obter com a secção mista [19].

Para garantir a conexão total utilizam-se conectores, podendo estes ser de vários tipos. Os conectores utilizados neste projecto são pernos de cabeça e varões transversais. Na Figura 4.19 está representado um corte longitudinal da zona dos pilares, onde são visíveis os pernos de cabeça no banzo superior das cordas inferiores, os varões transversais entre os banzos das cordas inferiores e os varões transversais entre os banzos das travessas. Estes conectores estão representados em pormenor na Figura 4.20.

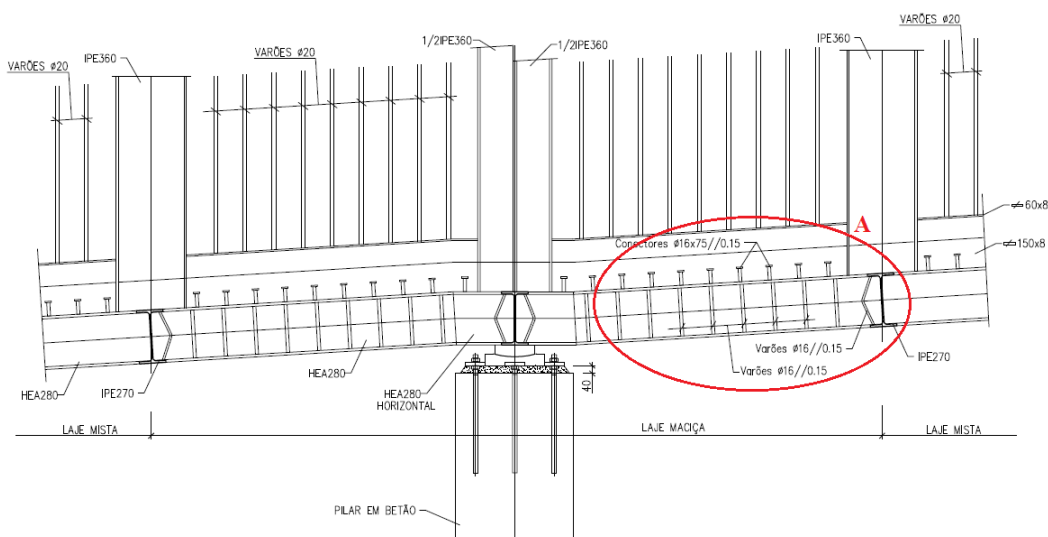


Figura 4.19 - Corte longitudinal do tabuleiro na zona dos pilares [25].

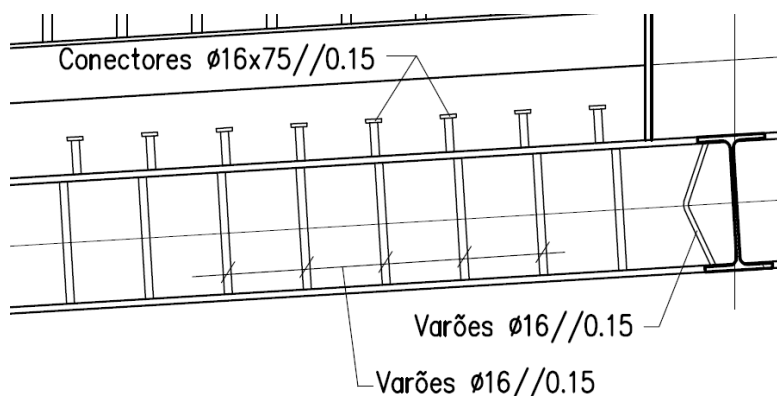


Figura 4.20 – Pormenor A da Figura 4.19.

Na Figura 4.21 está representado um corte transversal da secção do tabuleiro na zona dos pilares, onde são visíveis os pernos de cabeça no banzo superior das cordas inferiores e os varões transversais entre os banzos das mesmas. Ambos os tipos de conectores são visíveis em pormenor na Figura 4.22.

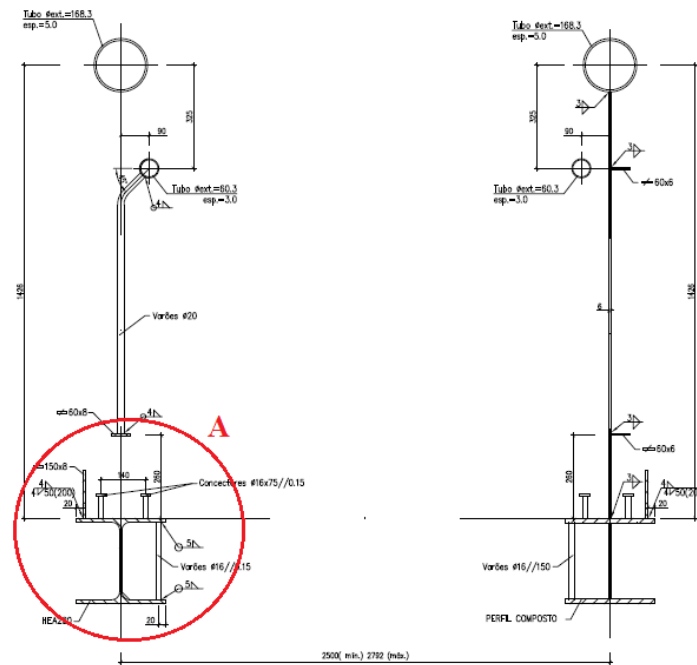


Figura 4.21 - Corte transversal na zona dos pilares [25].

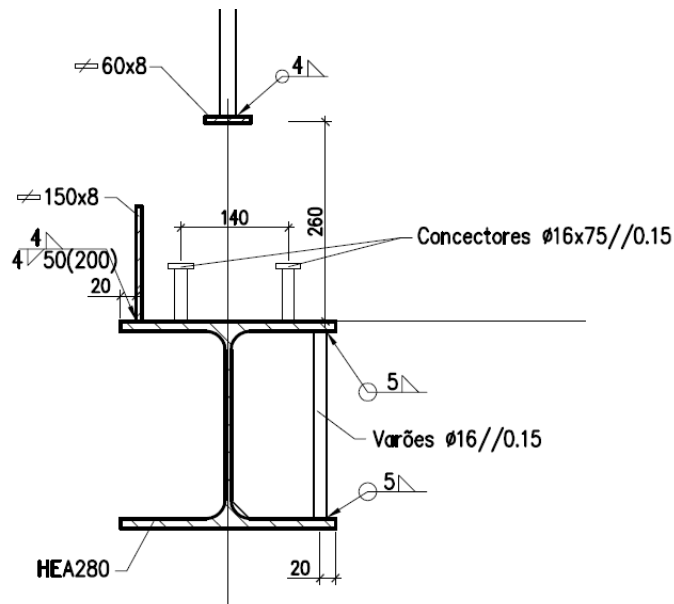


Figura 4.22 – Pormenor A da Figura 4.21.

Importa realçar que uma conexão total não implica uma interacção total, pois apesar de não se conseguir aumentar a resistência do elemento, é possível, ainda, reduzir os deslocamentos relativos entre os dois materiais, aumentando a quantidade do meio de conexão [19].

Na zona da laje maciça, o número de conectores pode ser suficiente para garantir uma conexão total, o que não significa interacção total [19]. Assim, é necessária a avaliação da interacção existente entre os elementos de aço e betão, para que não haja um escorregamento significativo entre eles, especialmente numa zona crítica, como a dos pilares. No entanto, a EN 1994-2 [17] dispensa a quantificação do nível de interacção existente entre o aço e o betão, em zonas onde a conexão é total.

No caso da zona do vão, apesar do facto da laje mista não ter função estrutural (apenas a de transmitir as cargas para as cordas inferiores), o tipo de conexão é, no entanto, relevante. Se não houver qualquer tipo de conectores, a conexão é nula, o que implica uma interacção nula e o escorregamento total entre os dois elementos [19], o que não pode acontecer. Assim, como é visível na Figura 4.23, verifica-se uma redução dos conectores (e não uma ausência deles) relativamente à laje maciça, nomeadamente a ausência de varões transversais e diminuição dos pernos de cabeça, passando de $2\Phi 16 \times 75 // 150$ mm para $\Phi 16 \times 75 // 500$ mm. Deste modo, apenas é necessário garantir que não existe escorregamento excessivo entre os dois elementos. Para que esse escorregamento não ocorra, para além dos pernos de cabeça, também os montantes da viga Vierendeel contribuem para evitar esse efeito.

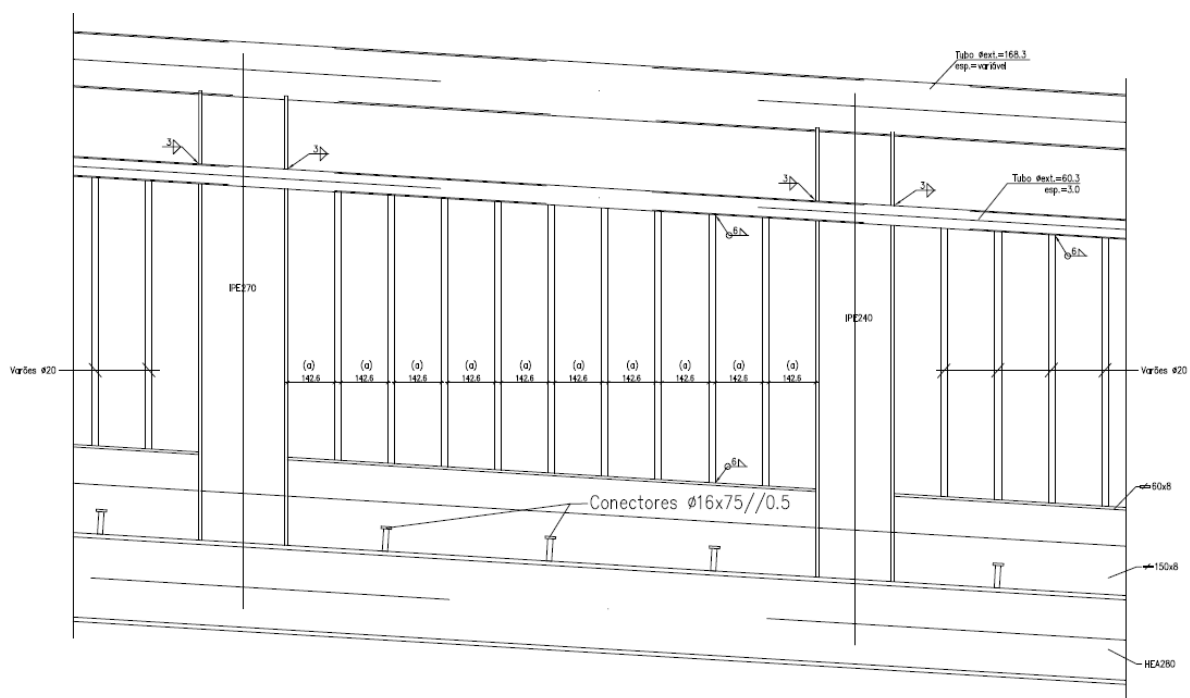


Figura 4.23 - Corte longitudinal da zona do vão [25].

Em relação à chapa colaborante, o comportamento da conexão entre esta e o betão é complexo e depende de diversos parâmetros, sendo a geometria da chapa e respectivas bossas (representadas na Figura 4.24) os mais importantes. Devido ao perfil trapezoidal da chapa colaborante, a sua conexão com o betão é conseguida através da interligação mecânica conferida pelas suas bossas.

Em relação à ductilidade da chapa colaborante, é possível através de ensaios experimentais classificar o comportamento da conexão como dúctil ou frágil. A conexão aço-betão em lajes mistas com chapas de perfil trapezoidal apresenta um comportamento do tipo frágil. Contudo, a introdução de bossas na chapa com perfil trapezoidal melhora o seu comportamento e faz com que a conexão passe a ter um comportamento dúctil [19].



Figura 4.24 - Bossas da chapa colaborante.

4.3 Acções

Neste ponto abordam-se as acções a que o tabuleiro da ponte está sujeito, de acordo com o estipulado no Eurocódigo 1. Estas acções foram colocadas no modelo de cálculo, de modo a obter as informações necessárias à análise desta concepção, nomeadamente, esforços, deslocamentos e reacções.

4.3.1 Peso próprio

Para esta acção, o modelo em SAP2000 [1] contabiliza, automaticamente, o peso próprio dos elementos estruturais de barra e de placa, a partir dos pesos específicos de cada material, definidos no programa e referidos no Quadro 4.1 e no Quadro 4.2. No entanto foi ainda necessário contabilizar o peso próprio da laje mista, pois esta não foi simulada no SAP2000 [1]. Deste modo, o peso próprio deste elemento foi contabilizado através da aplicação de uma carga distribuída ao longo das cordas inferiores. O peso próprio a aplicar em cada um destes elementos é dado pela seguinte expressão:

$$pp_{LM} = (e_{LM} \cdot \gamma_{bet\tilde{a}o} + pp_{Chapa}) \cdot \frac{b}{2} \quad (4.1)$$

em que:

pp_{Chapa} é o peso próprio da chapa⁵, em kN/m²;

$\gamma_{bet\tilde{a}o}$ é o peso específico do betão, cujo valor é igual a 24 kN/m³;

e_{LM} é a espessura equivalente da laje mista⁵, em m.

4.3.2 Fluência e retracção

Em relação à fluência e retracção do betão, estas dependem da humidade relativa ambiente, das dimensões do elemento e da composição do betão. A fluência depende também da idade do betão no primeiro carregamento, assim como da duração e da intensidade da carga [19].

Os efeitos da fluência podem ser tidos em conta utilizando coeficientes de homogeneização n_L para o betão [19]. Estes são contabilizados na modelação, diminuindo a rigidez à flexão do betão nas lajes. Os coeficientes de homogeneização, função do tipo de cargas (índice L), são dados por [14]:

$$n_L = \frac{E_a}{E_{cm}} (1 + \Psi_L \varphi_t) \quad (4.2)$$

em que:

E_{cm} é o módulo de elasticidade secante do betão para cargas de curta duração [14];

E_a é o módulo de elasticidade do aço estrutural [15];

φ_t é o coeficiente de fluência $\varphi(t, t_0)$, em função da idade t do betão na data considerada e da idade t_0 na data do carregamento [14];

Ψ_L é o factor multiplicativo da fluência em função do tipo de carregamento, considerado igual a 1,1 para cargas permanentes e a 0,55 para os efeitos primários e secundários da retracção [14].

A retracção é simulada no modelo de cálculo como uma variação uniforme da temperatura negativa (arrefecimento). O valor característico da correspondente variação uniforme de temperatura é dado por [16]:

⁵ Os valores destas incógnitas estão disponíveis, na página A.1 do anexo, na tabela da ficha técnica da chapa colaborante, “consumo de betão”.

$$\Delta T = \frac{\varepsilon_r}{\alpha_{bet\tilde{a}o}} \quad (4.3)$$

em que ε_r é a extensão do elemento estrutural de betão devido à retracção. Este parâmetro corresponde à extensão total do betão em tempo infinito, $\varepsilon_{cs,\infty}$, de maneira a simular esta acção a longo prazo, e é dado por [14]:

$$\varepsilon_{cs,\infty} = \varepsilon_{cd,\infty} + \varepsilon_{ca,\infty} \quad (4.4)$$

em que:

$\varepsilon_{cd,\infty}$ é a extensão do betão devido à retracção de secagem a tempo infinito;

$\varepsilon_{ca,\infty}$ é a extensão do betão devido à retracção autogénea a tempo infinito.

O valor da extensão do betão devido à retracção de secagem a tempo infinito é dado por [14]:

$$\varepsilon_{cd,\infty} = k_h \cdot \varepsilon_{cd,0} \quad (4.5)$$

em que:

k_h é um coeficiente que depende da espessura equivalente, h_0 , sendo este último parâmetro determinado através do Quadro 3.3 da norma 1992-1-1 [14];

$\varepsilon_{cd,0}$ é a extensão de secagem de referência, que depende da classe de cimento e da humidade relativa ambiente. O valor da extensão do betão devido à retracção autogénea a tempo infinito é dado por [14]:

$$\varepsilon_{ca,\infty} = 2,5 \times (f_{ck} - 10) \times 10^{-6} \quad (4.6)$$

em que f_{ck} é o valor característico do betão à compressão expresso em *MPa*.

4.3.3 Sobrecarga

Segundo a norma EN 1991-1-2 [4], a sobrecarga a considerar, é de 5 kN/m², pois existe risco de concentração de multidão. De modo a simular esta acção na zona da laje mista, aplica-se, em cada corda inferior, uma carga distribuída dada pela expressão:

$$SC = 5 \times \frac{b}{2} \quad (4.7)$$

4.3.4 Acção do vento

Para simular a acção do vento, considerou-se que este apenas provoca pressões segundo as direcções perpendiculares ao tabuleiro (tanto na vertical como na horizontal). A pressão exercida pelo vento na direcção perpendicular à largura do tabuleiro é insignificante relativamente às outras duas, pelo que esta se considera desprezável. A força distribuída aplicada no tabuleiro, devida à acção do vento segundo a direcção y' , está representada na Figura 4.25.

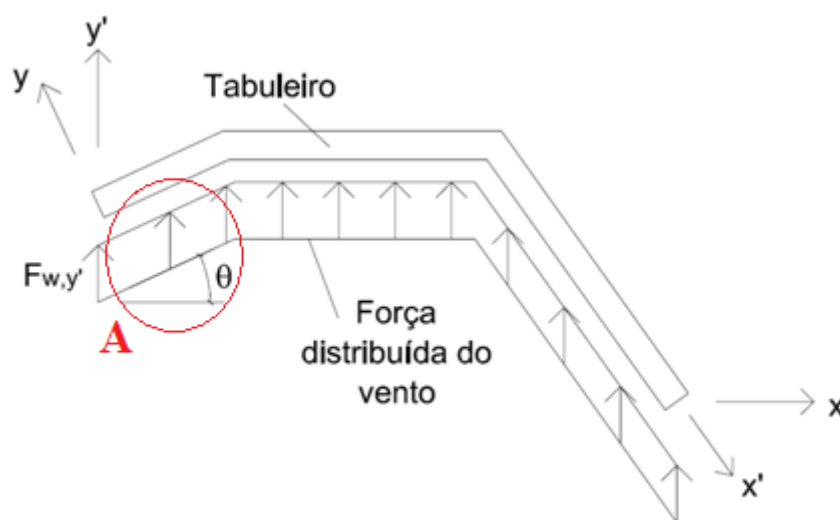


Figura 4.25 – Força distribuída aplicada no tabuleiro segundo a direcção y' , devida à acção do vento (vista em planta).

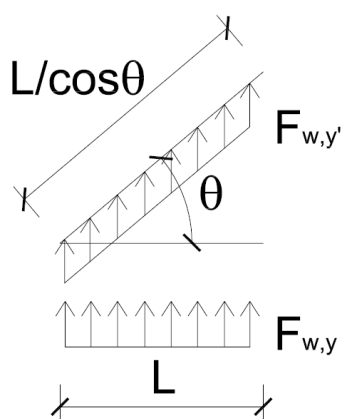


Figura 4.26 – Pormenor A da Figura 3.20.

Existe uma expressão na norma EN 1991-1-4 [6] que permite determinar a força do vento segundo a direcção da largura do tabuleiro. No entanto, o valor da força que se pretende calcular é a do vento

segundo a direcção y' . Deste modo, admitindo que a força do vento segundo a direcção perpendicular à largura do tabuleiro é desprezável e observando a Figura 3.21, conclui-se que a força segundo a direcção y' pode ser obtida através da seguinte equação:

$$F_{w,y'} \cdot \frac{L}{\cos\theta} = F_{w,y} \cdot L \Leftrightarrow F_{w,y'} = F_{w,y} \cdot \cos\theta \quad (4.8)$$

A expressão que permite calcular a força distribuída do vento, segundo a direcção da largura do tabuleiro (direcção y segundo a Figura 3.20), é a seguinte [6]:

$$F_{w,y} = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2 \cdot C_y \cdot A_{ref,y} \quad (4.9)$$

em que $A_{ref,y}$ é a área de referência para a força do vento na direcção y , igual ao produto da altura da viga Vierendeel⁶ pelo comprimento do vão (este último considerado unitário)⁷.

Considere-se agora a força do vento perpendicular ao tabuleiro, na direcção vertical. A força distribuída devida à pressão que o vento exerce no tabuleiro segundo a direcção z é dada pela expressão seguinte [6]:

$$F_{w,z} = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2 \cdot C_z \cdot A_{ref,z} \quad (4.10)$$

em que $A_{ref,z}$ é a área de referência, para a força do vento na direcção z , igual ao produto da largura do tabuleiro pelo comprimento do vão (este último considerado unitário)⁸.

4.3.5 Acção sísmica

A acção sísmica a aplicar na ponte em estudo, é contabilizada no SAP2000 [1], sendo a determinação dos espectros de resposta de cálculo, a introduzir no programa, feita como referido no Capítulo 3.

⁶ Esta dimensão é igual à distância desde a base das cordas inferiores até ao topo das cordas superiores, pois é considerada a possibilidade destas últimas terem painéis opacos (de publicidade, por exemplo).

⁷ As restantes incógnitas são determinadas de acordo com o efectuado no Capítulo 3.

⁸ As restantes incógnitas são determinadas de acordo com o efectuado no Capítulo 3.

4.3.6 Variação de temperatura

Para a variação da temperatura, teve-se em consideração o RSA [9] e não o Eurocódigo 1. As razões que levam a que seja tomada esta decisão foram referidas no Capítulo 3.

Os valores da variação da temperatura não são iguais para todos os elementos, dependendo do material em questão e do facto de serem ou não elementos protegidos. O Quadro 4.3 mostra, para cada caso, os valores característicos das variações uniformes de temperatura [9]. De realçar que os únicos elementos protegidos são os embebidos no betão (travessas IPE270).

Quadro 4.3 - Valores característicos das variações de temperatura.

Material	Protegido/Não protegido	ΔT positivo	ΔT negativo
Aço	Protegidos	+10° C	-10° C
	Não protegidos	+35° C	-25° C
Betão	Não protegidos	+15°	-15° C

4.3.7 Combinações

As combinações (bem como os coeficientes envolvidos) utilizadas para a análise e dimensionamento da ponte, são idênticas às referidas no Capítulo 3, pelo que esta questão não é novamente abordada.

A combinação sísmica não é a condicionante para o dimensionamento da ponte em estudo, pela mesma razão apresentada no Capítulo 3.

Em relação à alternância de cargas, as considerações tecidas no Capítulo 3 relativamente a este assunto são idênticas para esta solução, com excepção das considerações feitas sobre os momentos torsores.

4.4 **Caracterização do comportamento**

Neste ponto é feita uma abordagem ao tabuleiro da ponte, em termos da caracterização do seu comportamento face às acções a que está sujeito, nomeadamente às cargas verticais. De realçar que os diagramas de esforços apresentados de seguida são os resultantes da combinação fundamental, cuja acção variável de base é a sobrecarga de multidão.

4.4.1 Zona dos vãos

Comece-se com o diagrama da Figura 4.27 que representa o esforço axial na zona do vão correspondente ao troço 3. Para esta zona, a viga Vierendeel está sujeita ao momento flector global, M , positivo. Este último origina tracções na corda inferior e compressões na corda superior, como se pode verificar na Figura 4.27.

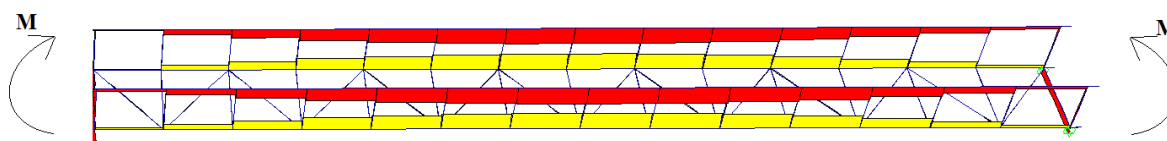


Figura 4.27 - Diagrama de esforço axial da viga Vierendeel integrada nas guardas do troço 3.

A Figura 4.28 representa o diagrama de esforço transversal para a zona do vão correspondente ao troço 3. O facto de os montantes desenvolverem esforço axial faz com que na zona dos nós exista uma descontinuidade do diagrama de esforço transversal das cordas. No entanto, através da Figura 4.27, verifica-se que o esforço axial dos montantes é pouco significativo, comparado com o das cordas. Por esta razão, na Figura 4.28 as descontinuidades do diagrama de esforço transversal das cordas superiores não são acentuadas, fazendo com que a configuração do seu diagrama, ao longo do tabuleiro, pareça ter uma variação aproximadamente linear. A razão para os esforços transversos nas cordas superiores serem quase nulos, muito inferiores aos das cordas inferiores, deve-se à circunstância da corda superior possuir muito maior rigidez de flexão face à corda inferior.

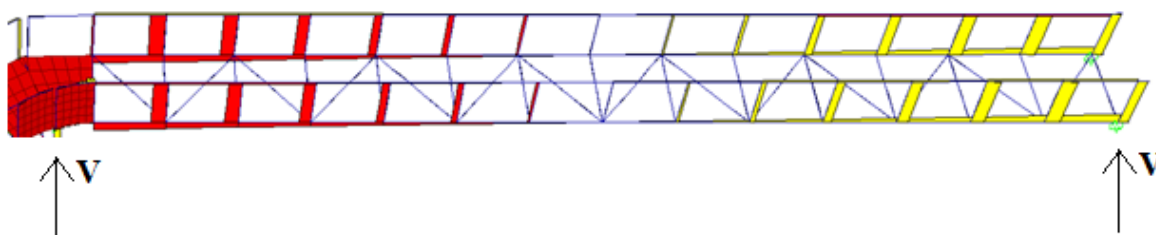


Figura 4.28 - Diagrama de esforço transversal da viga Vierendeel integrada nas guardas do troço 3.

De facto, se a rigidez de flexão das duas cordas fosse igual, a transmissão de esforços da corda inferior para a corda superior seria também maior. Esta consideração levaria a que os montantes estivessem sujeitos a esforços axiais mais elevados e por isso as descontinuidades do diagrama de esforço transversal das cordas seriam maiores, como ilustra a Figura 4.29.

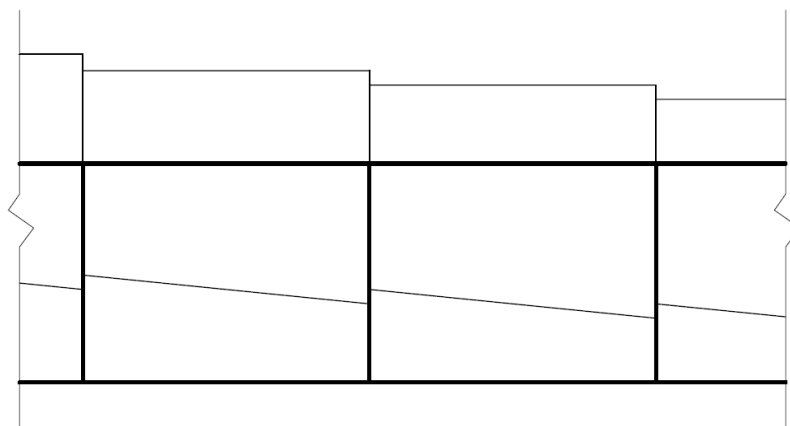


Figura 4.29 – Diagrama de esforço transversal da viga Vierendeel⁹, em que as duas cordas têm a mesma rigidez de flexão.

Em relação ao momento flector, se a rigidez de flexão da corda superior fosse igual à inferior, o diagrama deste esforço desenvolvido pelos montantes seria igual ao apresentado na Figura 4.30a). Para além disso, a deformada apresentaria uma dupla curvatura, como ilustra a Figura 4.30b).

No entanto, como a corda inferior possui maior rigidez de flexão face à corda superior, os nós da extremidade inferior dos montantes são mais rígidos que os da extremidade oposta. Deste modo, o diagrama de momento flector dos montantes toma valores mais elevados na extremidade mais rígida (inferior) face à extremidade oposta, mais flexível, como ilustra a Figura 4.31a). Esta diferença faz com que a sua deformada (Figura 4.31b) seja diferente da verificada na Figura 4.30b), continuando, ainda assim, com a configuração de dupla curvatura.

⁹ Com carregamento e condições de apoio idênticas ao do caso de estudo.

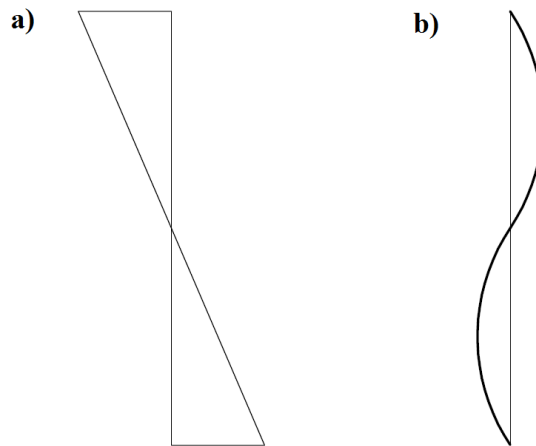


Figura 4.30 – a) Diagrama de momento flector dos montantes da viga Vierendeel, cujas cordas têm igual rigidez de flexão. b) Deformada dos montantes da viga Vierendeel, cujas cordas têm igual rigidez de flexão.

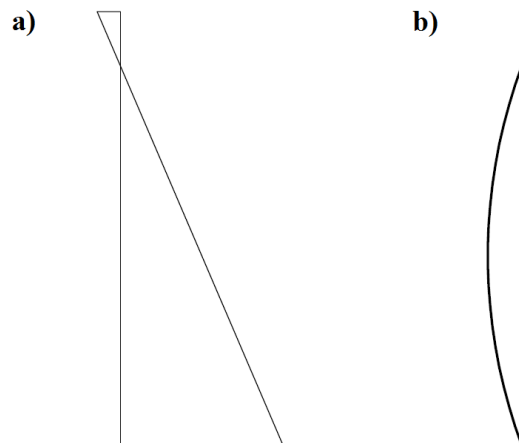


Figura 4.31 - a) Diagrama de momento flector dos montantes da viga Vierendeel, cuja corda superior possui maior rigidez de flexão face à corda inferior. b) Deformada dos montantes da viga Vierendeel, cuja corda superior possui maior rigidez de flexão face à corda inferior.

Na Figura 4.32 está representado o diagrama de momento flector da viga Vierendeel integrada nas guardas na zona do vão correspondente ao troço 3. Nesta figura, para além de se verificar o fenómeno referido anteriormente sobre os montantes, constata-se que o diagrama de momento flector destes elementos é maior na zona dos apoios do que na zona do vão. Este fenómeno deve-se ao facto do esforço transversal global, V , (Figura 4.28) da viga Vierendeel ser máximo nos apoios e nulo a meio-vão.

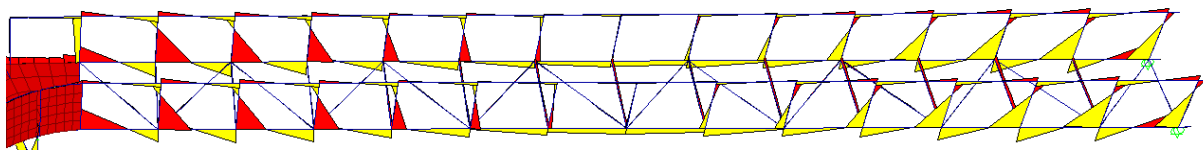


Figura 4.32 - Diagrama de momento flector da viga Vierendeel integrada nas guardas do troço 3.

A deformada da viga Vierendeel integrada nas guardas do troço 3 está representada na Figura 4.33. Os pormenores A e B desta figura estão representados na Figura 4.34 e Figura 4.35, respectivamente, onde é possível observar, em ambas as figuras, uma deformada com dupla curvatura. Este fenómeno deve-se ao facto do diagrama de momento flector das cordas, entre montantes, na zona junto aos apoios, ser idêntico ao da Figura 4.30a). Este fenómeno é mais notório na Figura 4.34 do que na Figura 4.35, pois as cordas superiores têm menos rigidez de flexão face às inferiores.

Relativamente à zona do meio-vão, as cordas apresentam uma deformada de curvatura simples, visto que o diagrama de momento flector destes elementos, representado na Figura 4.32, não muda de sinal.



Figura 4.33 – Deformada da viga Vierendeel integrada nas guardas do troço 3.

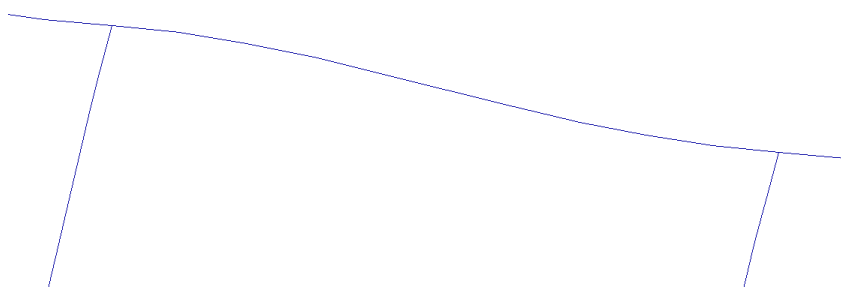


Figura 4.34 – Pormenor A da Figura 4.33, correspondente à corda superior.

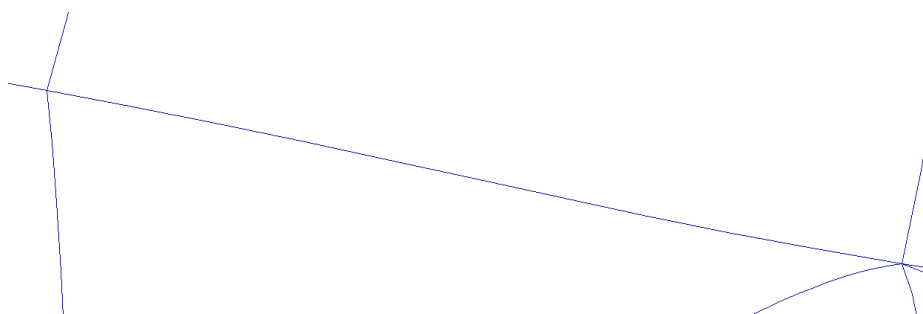


Figura 4.35 – Pormenor B da Figura 4.33, correspondente à corda inferior.

4.4.2 Zona dos pilares

Relativamente à zona dos pilares, o diagrama da Figura 4.36 representa o esforço axial na zona do pilar P2. Para esta zona, a viga Vierendeel está sujeita ao momento flector global, M , negativo. Este último origina tracções na corda superior e compressões na corda inferior, como se pode verificar na Figura 4.36.

As cordas inferiores têm boa capacidade para resistir ao esforço axial de compressão sem problemas de encurvadura, atendendo à presença da laje maciça que trabalha solidariamente com o aço (devido à elevada quantidade de conectores). Para além disso, as lajes maciças também absorvem uma parcela significativa do esforço axial, fazendo com que nas cordas inferiores este esforço actuante não seja tão elevado como na zona do vão.

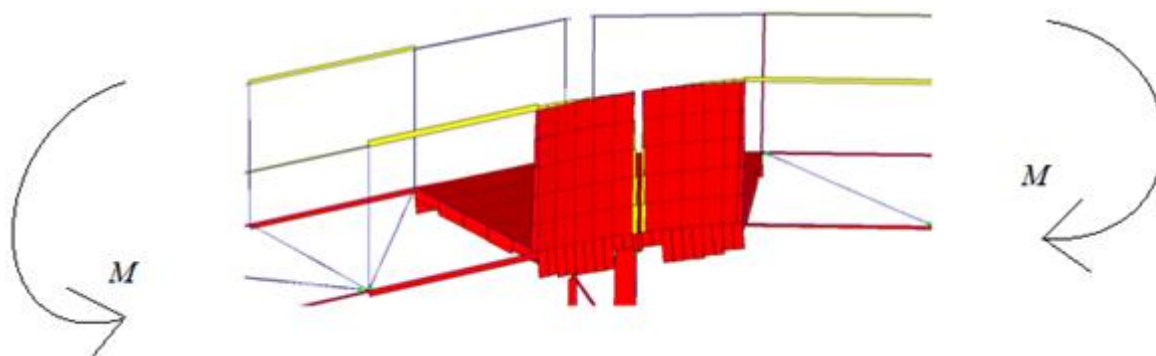


Figura 4.36 - Diagrama de esforço axial no tabuleiro, na zona do vão.

Um outro objectivo das lajes maciças e, neste caso, também das chapas integradas nas guardas, na zona dos pilares, é o de aumentar a rigidez do tabuleiro da ponte, com a finalidade de aumentar a frequência própria da estrutura. Para além disso, nesta zona, estes elementos fazem com que as cordas inferiores desenvolvam esforços inferiores (nomeadamente o momento flector) aos verificados na zona do vão, onde está presente a laje mista, visível no pormenor A da Figura 4.37. Este facto permite

que as tracções nas fibras superiores da laje maciça não sejam elevadas, pois caso contrário poderia ocorrer fendilhação do betão, o que implicaria uma perda de resistência deste elemento.

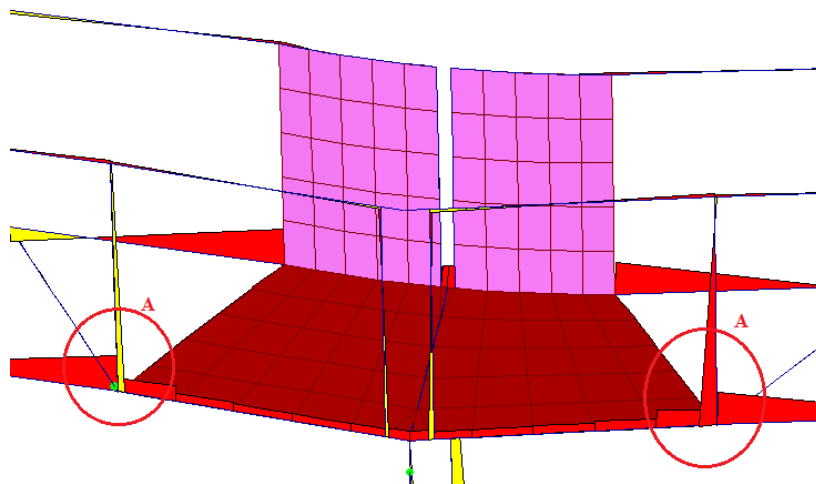


Figura 4.37 – Diagrama de momentos flectores na corda inferior e nos montantes na zona do pilar P2.

4.4.3 Forças de desvio

Na zona dos pilares, onde o tabuleiro muda de direcção, os montantes e as cordas superiores da viga Vierendeel integrada nas guardas são descontínuos, como é visível na Figura 4.38. A existência desta descontinuidade é fundamental para que as tracções, T , existentes nas cordas superiores, não provoquem forças de desvio, F_{des} . Estas últimas seriam a resultante das tracções, T , e provocariam momentos flectores significativos, M_{des} , nas bases dos montantes e momentos torsores nas cordas inferiores, como é visível na Figura 4.39.



Figura 4.38 - Descontinuidade nas guardas do tabuleiro, na zona dos pilares.

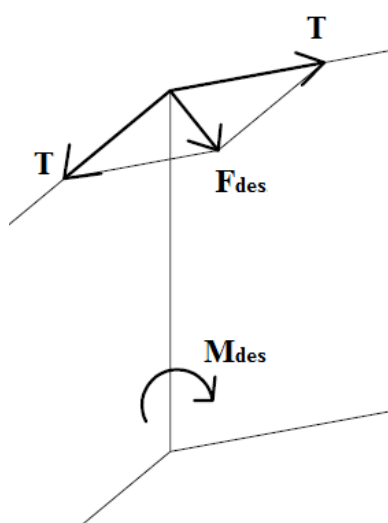


Figura 4.39 – Momento flector na base dos montantes, devido às forças de desvio.

4.4.4 Encurvadura das cordas superiores

Como foi visto anteriormente, as cordas estão sujeitas a um elevado esforço axial de compressão, nomeadamente as superiores na zona do meio-vão. Deste modo, é possível que existam problemas de encurvadura por esforço axial nestes elementos, segundo os planos vertical (plano da Figura 4.40) e horizontal (plano perpendicular ao da Figura 4.40).

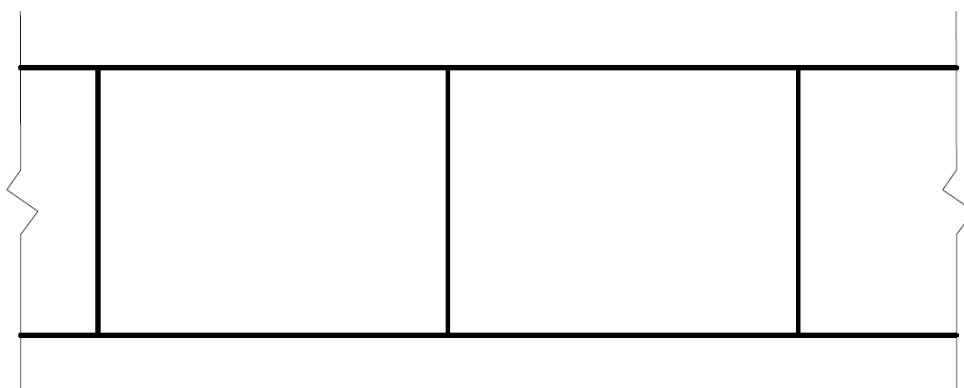


Figura 4.40 – Corte longitudinal do modelo de cálculo da viga Vierendeel.

Para evitar os fenómenos de instabilidade das cordas superiores, é conveniente que existam travamentos, que neste caso são os montantes. De realçar que as cordas superiores não têm problemas de encurvadura por flexão-torção, pois tratam-se de perfis de secção fechada (tubular).

Neste caso de estudo, a encurvadura das cordas superiores por esforço axial segundo o plano vertical, não tem tantas implicações quando comparada com o mesmo tipo de instabilidade segundo o plano horizontal. De facto, sendo a rigidez axial dos montantes largamente superior à rigidez de corte

(segundo o eixo de menor inércia), a ocorrência de encurvadura por esforço axial segundo o plano horizontal, pode levar à consideração de efeitos de segunda ordem nas guardas. Deste modo, a encurvadura por esforço axial das cordas superiores segundo o plano vertical só é avaliada mais à frente neste capítulo, nos aspectos particulares de dimensionamento.

Considere-se, então, apenas o caso da encurvadura por esforço axial segundo o plano horizontal. Se os pórticos (cada um constituído por uma travessa e dois montantes) tiverem pouca rigidez, então deformam-se do modo representado na Figura 4.41 e é necessário considerar os efeitos de segunda ordem destes elementos estruturais.

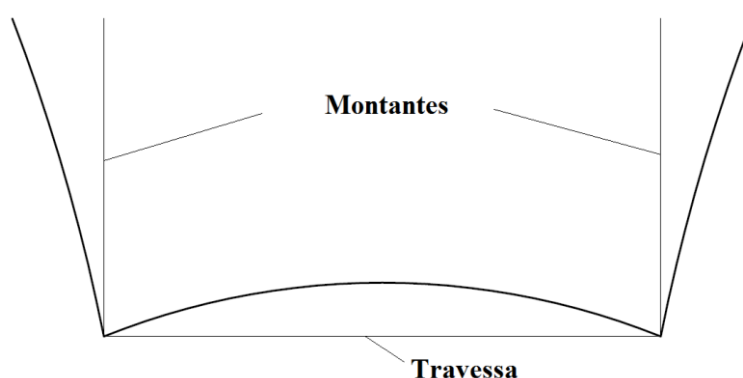


Figura 4.41 – Deformada dos pórticos constituídos pelos montantes e travessas devida à encurvadura das cordas superiores segundo o plano horizontal.

O modelo de cálculo a adoptar para este caso está representado na Figura 4.42, em que a rigidez de cada mola é igual à rigidez do pórtico. Esta última depende dos seguintes parâmetros: módulo de elasticidade, E , inércia de flexão dos montantes e das travessas, I_v e I_q , respectivamente, altura das guardas, h_v , e largura do tabuleiro, b_q [21].



Figura 4.42 – Modelo de cálculo de uma das cordas superiores das guardas do troço 3, segundo o plano horizontal.

A EN 1993-2 [21] sugere que a rigidez do pórtico do tabuleiro em estudo seja calculada através da expressão (4.11). Na Figura 4.43 estão indicadas as variáveis que condicionam o valor dessa rigidez.

$$C = \frac{EI_v}{\frac{h_v^3}{3} + \frac{h^2 \cdot b_q \cdot I_v}{2I_q}} \quad (4.11)$$

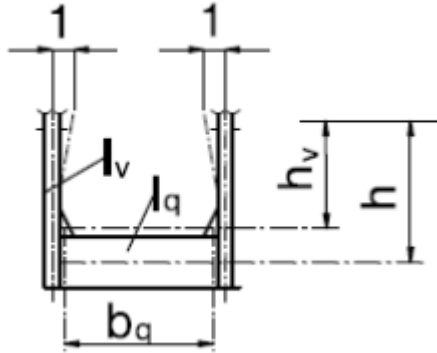


Figura 4.43 – Representação do pórtico do tabuleiro em estudo e dos parâmetros da expressão (4.11).

Conhecida a rigidez do pórtico, C , é possível calcular a carga crítica do pórtico associada ao modelo de cálculo da Figura 4.42, de acordo com as expressões seguintes [2]:

$$c_f = \frac{l_e^4}{\pi^4} \cdot \frac{C}{EI} \quad (4.12)$$

$$P_{cr,portico} = P_E \cdot \min \left(i^2 + \frac{c_f}{i^2} \right) \quad (4.13)$$

$$P_E = \frac{\pi^2 EI}{l_e^2} \quad (4.14)$$

De realçar que, a incógnita i apenas toma valores inteiros, I é a inércia de flexão das cordas superiores e l_e é igual ao espaçamento entre montantes, considerando de maneira conservativa que a ligação corda superior-montante é articulada.

Caso não tivesse de se considerar os efeitos de segunda ordem, isto significaria que as molas representadas na Figura 4.42 teriam rigidez infinita e seriam, por isso, apoios simples. Isto significa que para dispensar os efeitos de segunda ordem, a seguinte relação teria de ser verificada:

$$P_{cr,portico} \geq P_E \quad (4.15)$$

Admita-se que não é necessário considerar os efeitos de segunda ordem das cordas superiores, isto é, que as molas do modelo de cálculo da Figura 4.42 são infinitamente rígidas (pórticos rígidos) e que a carga crítica é dada pela expressão (4.14). O modo de encurvadura das cordas superiores, segundo o plano horizontal, é igual ao apresentado na Figura 4.44.



Figura 4.44 – Modo de instabilidade, segundo o plano horizontal, em que os pórticos são rígidos.

Considere-se agora que os pórticos são deformáveis e que é então necessária a consideração dos efeitos de segunda ordem. Para este caso, o modo de encurvadura das cordas superiores, segundo o plano horizontal, é dado pela Figura 4.45. A deformada dos pórticos é visível, em perspectiva, na Figura 4.46. O pormenor A desta figura representa a deformada das cordas superiores e dos montantes, enquanto o pormenor B da mesma figura representa a deformada das travessas e diagonais de contraventamento.

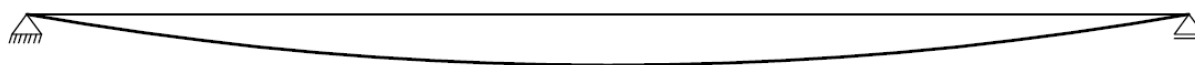


Figura 4.45 – Modo de instabilidade, segundo o plano horizontal, em que os pórticos são deformáveis.

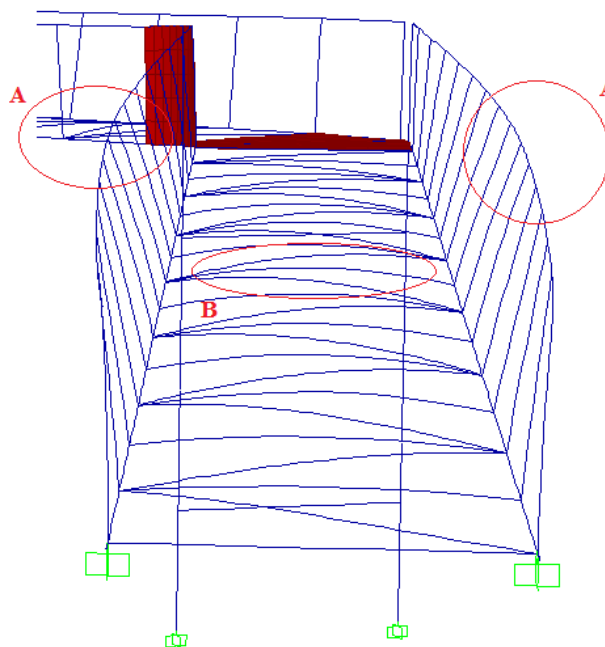


Figura 4.46 – Encurvadura por esforço axial, segundo o plano horizontal, das cordas devido à baixa rigidez dos pórticos.

4.5 Aspectos particulares de dimensionamento

Neste ponto faz-se uma análise das secções transversais dos elementos estruturais que compõem o tabuleiro e abordam-se alguns aspectos de dimensionamento.

4.5.1 Classificação das secções

A classificação das secções das barras que formam a viga Vierendeel é feita segundo a norma EN 1993-1-1 [15].

Para a classificação dos componentes internos e banzos em consola da secção dos perfis em I e H (montantes e cordas inferiores), as dimensões a considerar estão representadas na Figura 4.47 e na Figura 4.48. Em relação à classificação dos componentes internos da secção das cordas superiores, as dimensões a considerar estão representadas na Figura 4.49.

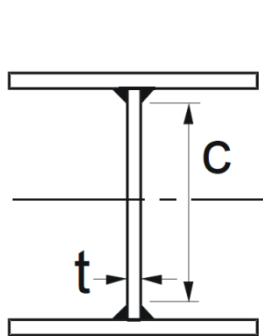


Figura 4.47 – Dimensões a considerar para a classificação dos componentes comprimidos dos perfis, corda inferior e montantes.

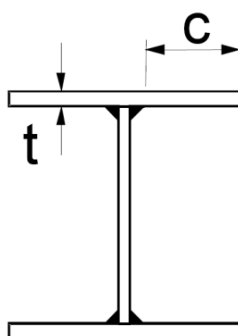


Figura 4.48 – Dimensões a considerar para a classificação dos banzos em consola da corda inferior e montantes.

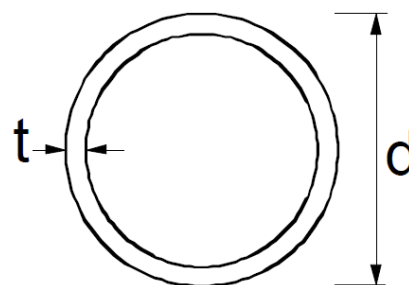


Figura 4.49 - Dimensões a considerar para a classificação dos componentes comprimidos da corda superior.

As expressões que possibilitam classificar as secções destes elementos estruturais estão presentes no Quadro 5.2 da EN 1993-1-1 [15]. As barras que constituem a viga Vierendeel estão sujeitas a tensões normais de compressão, por esforço axial e/ou por momento flector, segundo as duas direcções. Como estes esforços são variáveis ao longo de cada elemento estrutural, para a classificação das secções considera-se a zona onde a secção está sujeita ao maior valor de tensão normal de compressão.

4.5.2 Fendilhação da laje maciça

A verificação da segurança aos estados limites últimos das lajes maciças não é abordada nesta dissertação. No entanto, os esforços desenvolvidos nas cordas inferiores têm influência nas características geométricas e mecânicas das lajes maciças, devido à elevada conexão existente entre estes dois elementos estruturais. De facto, se as cordas inferiores estiverem sujeitas a momentos

flectores negativos consideráveis, as fibras superiores das lajes maciças podem estar sujeitas a tensões de tracção elevadas. Este fenómeno leva a que as lajes maciças possam perder capacidade resistente devido à ocorrência de fendilhação nas fibras superiores.

Ainda em relação a este efeito, é de realçar que as lajes (mistas e maciças) são betonadas por fases, primeiramente, nos vãos e só depois nos apoios de modo a evitar a ocorrência de fendilhação na laje maciça sobre os apoios devido ao seu peso próprio.

O Eurocódigo 4 sugere que caso a relação (4.16) se verifique, é necessário efectuar uma análise fendilhada da laje maciça [17]. Esta relação não necessita de ser verificada para a laje mista, uma vez que esta não contribui para a capacidade resistente das cordas inferiores. Para além disso, a conexão entre a laje mista e as cordas inferiores é reduzida.

$$\sigma_{c,m\acute{a}x} \geq 1,3 \cdot f_{ctk,0.95} \quad (4.16)$$

em que:

$\sigma_{c,m\acute{a}x}$ é a tensão máxima nas fibras de betão;

$f_{ctk,0.95}$ é o valor característico da tensão de rotura do betão à tracção simples com um percentil de 95%.

Caso a relação (4.16) se verifique, é necessário reduzir as propriedades geométricas da laje maciça no modelo feito em SAP2000 [1], considerando apenas a zona comprimida do betão e o aço das armaduras, de modo a simular a fendilhação do betão. Assim, o modelo é submetido a uma nova análise estrutural, em que o diagrama de momento flector das cordas inferiores está sujeito a esforços superiores aos obtidos com o modelo anterior.

4.5.3 Efeitos de segunda ordem nas cordas superiores

A encurvadura das cordas superiores é um fenómeno de grande importância para o dimensionamento dos elementos que constituem a viga Vierendeel. De facto, se os pórticos não tiverem rigidez suficiente para evitar o deslocamento horizontal na extremidade superior dos montantes (Figura 4.41), torna-se necessário considerar os efeitos de segunda ordem para estes elementos, como já foi visto neste capítulo.

Caso seja necessário considerar os efeitos de segunda ordem nas cordas superiores, a EN 1993-2 [21] sugere que sejam aplicadas forças discretas, F_{Ed} , (no modelo, em SAP2000 [1]) nos nós onde se encontram as molas no modelo de cálculo da Figura 4.42. O valor da intensidade dessas forças é dado

pela expressão (4.17). De realçar que estas forças incluem também as imperfeições geométricas das cordas superiores.

$$F_{Ed} = \begin{cases} \frac{N_{Ed}}{100}, & \text{se } l_k \leq 1,2l \\ \frac{l}{l_k} \cdot \frac{N_{Ed}}{80} \cdot \frac{1}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr}}}, & \text{se } l_k > 1,2l \end{cases} \quad (4.17)$$

em que:

$$l_k = \pi \sqrt{\frac{EI}{N_{cr}}} \quad (4.18)$$

em que $N_{cr} = P_{cr,p\acute{o}rtico}$.

4.5.4 Verificação da segurança aos estados limites últimos das cordas superiores

Para verificar a segurança aos estados limites últimos das cordas superiores relativamente à resistência da secção transversal, utilizam-se as expressões dadas na EN 1993-1-1 [15]. As secções destes perfis são, neste caso de estudo, das Classes 1 ou 2, dependendo da sua espessura. Os eixos da secção transversal em análise estão representados na Figura 4.50.

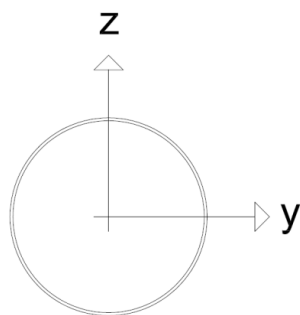


Figura 4.50 – Representação dos eixos da secção transversal das cordas superiores.

A verificação da segurança aos estados limites últimos da secção transversal das cordas superiores relativamente ao esforço axial é feita através da seguinte expressão [15]:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} \leq 1,0 \quad (4.19)$$

em que:

$$N_{Rd} = N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad (4.20)$$

Na verificação da segurança aos estados limites últimos da secção transversal das cordas superiores relativamente ao esforço transversal é necessário que a relação (4.21) seja verificada [15].

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} \leq 1,0 \quad (4.21)$$

em que:

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} \quad (4.22)$$

em que:

$$A_v = \frac{2A}{\pi} \quad (4.23)$$

Na verificação da segurança aos estados limites últimos da secção das cordas superiores relativamente à flexão segundo o eixo y, caso não seja necessário considerar os efeitos de segunda ordem, é necessário que a seguinte relação seja verificada [15]:

$$\frac{M_{Ed,y}}{M_{c,y,Rd}} \leq 1,0 \quad (4.24)$$

em que:

$$M_{c,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad (4.25)$$

Na verificação da segurança aos estados limites últimos da secção das cordas superiores relativamente à flexão composta, caso não seja necessário considerar os efeitos de segunda ordem, a seguinte relação deve ser verificada [15]:

$$\frac{M_{Ed,y}}{M_{N,y,Rd}} \leq 1,0 \quad (4.26)$$

em que:

$$M_{N,y,Rd} = M_{N,z,Rd} = M_{pl,Rd}(1 - n^{1,7}) \quad (4.27)$$

No entanto, caso seja necessário considerar os efeitos de segunda ordem das cordas superiores, estas podem estar sujeitas a flexão segundo as duas direcções. Com efeito, a verificação da segurança aos estados limites últimos da secção das cordas superiores relativamente à flexão desviada é feita através das expressões que se seguem [15]. De realçar que para um perfil de secção tubular, α e β são iguais a 2,0.

$$\left[\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right]^\beta \leq 1,0 \quad (4.28)$$

em que:

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad (4.29)$$

$$n = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \quad (4.30)$$

Na verificação da segurança aos estados limites últimos da secção transversal das cordas superiores relativamente à interacção da flexão composta com esforço transversal, este efeito pode ser desprezado se o esforço transversal actuante for inferior a 50% do esforço transversal resistente plástico, $V_{pl,Rd}$ [15]. Caso esta relação não se verifique, os valores de cálculo da resistência da secção transversal à flexão composta devem ser calculados, adoptando-se uma tensão de cedência reduzida dada por [15]:

$$(1 - \rho) \cdot f_y \quad (4.31)$$

em que:

$$\rho = \left(\frac{2V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2 \quad (4.32)$$

Relativamente ao varejamento das cordas superiores, segundo os planos horizontal e vertical, a verificação da segurança aos estados limites últimos é feita de acordo com as expressões (4.33) e (4.34).

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0 \quad (4.33)$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_y}{\gamma_{M1}} \quad (4.34)$$

χ é o coeficiente de redução de encurvadura. De realçar que esta verificação deve ser efectuada para os planos vertical e horizontal, considerando para isso os coeficientes de redução de encurvadura, χ_z e χ_y , respectivamente.

4.5.5 Verificação da segurança aos estados limites últimos das cordas inferiores e montantes

Para verificar a segurança aos estados limites últimos das cordas inferiores e dos montantes, relativamente à resistência da secção transversal, utilizam-se as expressões dadas na EN 1993-1-1 [15]. As secções destes perfis são, neste caso de estudo, das Classes 1 ou 2, dependendo do perfil I/H em questão. Os eixos da secção transversal em análise estão representados na Figura 4.51.

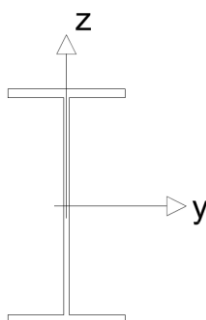


Figura 4.51 – Representação dos eixos da secção transversal das cordas inferiores e montantes.

A verificação da segurança aos estados limites últimos da secção transversal das cordas inferiores dos e montantes relativamente ao esforço axial é feita através das expressões (4.19) e (4.20) [15].

Na verificação da segurança aos estados limites últimos da secção transversal das cordas inferiores e dos montantes relativamente ao esforço transversal é necessário verificar a relação seguinte [15]:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} \leq 1,0 \quad (4.35)$$

em que:

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v f_y}{\sqrt{3} \gamma_{M0}} \quad (4.36)$$

em que:

$$A_v = A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f \geq \eta h_w t_w \quad (4.37)$$

A verificação da segurança aos estados limites últimos da secção das cordas inferiores e dos montantes relativamente à flexão segundo a direcção do eixo y , caso não seja necessário considerar os efeitos de segunda ordem das cordas superiores, é feita através da relação (4.24) e expressão (4.25).

Na verificação da segurança aos estados limites últimos da secção transversal das cordas inferiores e dos montantes relativamente à flexão composta, caso não seja necessário considerar os efeitos de segunda ordem das cordas superiores, não é necessário ter em conta o efeito do esforço axial no cálculo do momento flector resistente plástico em relação ao eixo y - y^{10} , caso as duas relações seguintes sejam verificadas [15]:

$$N_{Ed} \leq 0,25N_{pl,Rd} \quad (4.38)$$

$$N_{Ed} \leq \frac{0,5h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}} \quad (4.39)$$

Caso as relações (4.38) e (4.39) não se verifiquem, é necessário verificar a seguinte relação [15]:

$$\frac{M_{Ed,y}}{M_{N,y,Rd}} \leq 1,0 \quad (4.40)$$

em que:

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} \left(\frac{1-n}{1-0,5a} \right) \quad (4.41)$$

em que:

$$a = \frac{(A - 2bt_f)}{A} \quad (4.42)$$

No entanto, caso seja necessário considerar os efeitos de segunda ordem das cordas superiores, os montantes podem estar sujeitos a flexão segundo as duas direcções. Com efeito, a verificação da segurança aos estados limites últimos da secção transversal dos montantes, relativamente à flexão

¹⁰ Pois as secções das cordas inferiores e montantes são duplamente simétricas com banzos.

desviada, é feita através das expressões que se seguem. Para um perfil de secção em I, α e β são considerados iguais a 2 e $5n$, respectivamente, mas β tem de ser maior ou igual à unidade [15].

$$\left[\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right]^\beta \leq 1,0 \quad (4.43)$$

em que:

$$M_{N,z,Rd} = \begin{cases} M_{pl,z,Rd} & \text{quando } n \leq a \\ M_{pl,z,Rd} \cdot \left[1 - \left(\frac{n-a}{1-a} \right)^2 \right] & \text{quando } n > a \end{cases} \quad (4.44)$$

em que:

$$M_{pl,z,Rd} = \frac{W_{pl,z} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad (4.45)$$

$$n = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \quad (4.46)$$

A verificação da segurança aos estados limites últimos da secção transversal das cordas inferiores e dos montantes, relativamente à interacção da flexão composta com esforço transversal, é feito do mesmo modo que para as cordas superiores.

Em relação à encurvadura das cordas inferiores, como não existem fenómenos de instabilidade lateral (devido à presença das travessas e diagonais de contraventamento na zona do vão e da laje maciça na zona dos pilares), apenas é necessário verificar a encurvadura por esforço axial, através das expressões (4.33) e (4.34).

Em relação aos montantes, é necessário verificar se ocorre encurvadura por flexão composta com compressão, pois estes elementos são de secção aberta e não estão devidamente travados. As expressões (3.50) e (4.47) permitem verificar a segurança a este tipo de encurvadura destes elementos estruturais.

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot A_{eff} \cdot f_y / \gamma_{M1}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed} + N_{Ed} \cdot e_{y,N}}{\chi_{LT} \cdot W_{eff,y} \cdot f_y / \gamma_{M1}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed} + N_{Ed} \cdot e_{z,N}}{W_{eff,z} \cdot f_y / \gamma_{M1}} \leq 1,0 \quad (4.47)$$

Relativamente à encurvadura por esforço transversal da alma das secções transversais das cordas inferiores e dos montantes, para que se possa desprezar este efeito é necessário que a seguinte relação não se verifique [15]:

$$\frac{h_w}{t_w} > 72 \frac{\epsilon}{\eta} \quad (4.48)$$

em que η é tomado igual a 1,0, de forma conservativa. Caso esta última relação se verifique, o procedimento a realizar para a verificação da segurança ao esforço transversal é efectuado de modo idêntico ao realizado no capítulo anterior para as almas da secção em caixão, como prescrito na EN 1993-1-5 [10].

4.6 Estimativa de custo do tabuleiro

Para estimar o custo dos elementos do tabuleiro concebido com viga Vierendeel, o procedimento é idêntico ao do Capítulo 3, em que se multiplica a quantidade de material utilizado pelo custo unitário [23].

No custo unitário das lajes mistas (€/m²) de 110 mm de espessura, estão incluídos a chapa colaborante do tipo HAIRCOL 59s com 0,75 mm de espessura, o betão da classe C30/37 e a malha electrossoldada com aço A500. Ainda neste custo unitário (lajes mistas), bem como no do betão (€/m³) e no das armaduras (€/kg) das lajes maciças, estão diluídos os preços referentes à matéria-prima, fabrico, transporte, meios de elevação, cofragem¹¹, mão-de-obra e várias despesas associadas com a montagem, desmontagem e manutenção do estaleiro, água e electricidade, entre outras.

No custo unitário do aço do tabuleiro pré-fabricado (€/kg) estão incluídos os vários custos unitários referidos no ponto 3.6 desta dissertação. O custo unitário de fabrico do aço do tabuleiro pré-fabricado depende do número de horas dispensadas para a realização desta tarefa. O tabuleiro concebido com viga caixão necessita de mais tempo para fabricar e montar os seus elementos estruturais face à concepção com viga Vierendeel (apenas os elementos metálicos). Assim, é expectável que o custo unitário do aço para a primeira concepção seja maior do que o da segunda.

A estimativa de custo dos elementos estruturais metálicos do tabuleiro está indicada no Quadro 4.4, enquanto o Quadro 4.5 ilustra a estimativa de custos das lajes mista e maciça. Os custos unitários apresentados foram fornecidos por uma empresa de projecto e são correntemente utilizados no mercado português em obras deste tipo. Fazendo a soma do custo total do Quadro 4.4 com o do Quadro 4.5, o valor do custo do tabuleiro é igual a 67.400 €.

¹¹ Só para o betão da laje maciça. A cofragem da laje mista é a própria chapa colaborante.

Quadro 4.4 – Estimativa de custo dos elementos estruturais metálicos.

Elemento	Unidade	Quantidade	Preço unitário	Preço Total [milhares de €]
Cordas inferiores	kg	9767,0	2,50	24,4
Cordas superiores	kg	2580,8	2,50	6,5
Montantes	kg	4366,8	2,50	10,9
Chapas integradas nas guardas na zona dos pilares	kg	497,0	2,50	1,2
Travessas e diagonais de contraventamento	kg	2576,7	2,50	6,4
Restantes elementos metálicos	kg	2130,8	2,50	5,3
Custo total	-	-	-	54,8

Quadro 4.5 – Estimativa de custo das lajes, mista e maciça.

Elemento	Unidade	Quantidade	Preço unitário	Preço Total [milhares de €]
Laje mista	m ²	143,7	60,00	8,6
Betão da laje maciça	m ³	0,8	95,00	0,1
Armadura da laje maciça	kg	3914,9	1,00	3,9
Custo total	-	-	-	12,6

Capítulo 5

5 Comparação das duas concepções

Neste capítulo é feita uma análise comparativa das duas concepções estudadas, de maneira a clarificar as vantagens e desvantagens de cada uma, tendo por base aspectos funcionais, resistentes, estéticos e económicos. Com efeito, o Quadro 5.1 faz uma comparação das duas concepções analisadas, com base nos tópicos seguintes:

- Cargas dos pilares nas fundações;
- Funcionamento dos elementos resistentes principais;
- Pavimento;
- Integração do pavimento na resistência global;
- Aproveitamento das guardas;
- Rapidez e facilidade de construção;
- Custo final global.

Quadro 5.1 – Quadro comparativo das duas concepções analisadas.

	Concepção com viga caixão	Concepção com viga Vierendeel
Cargas dos pilares nas fundações	O facto de o único material existente no tabuleiro ser o aço, faz com que esta concepção seja leve. Assim, as cargas dos pilares nas fundações são baixas.	A presença do betão no tabuleiro faz com que esta concepção seja mais pesada. Assim, as cargas dos pilares nas fundações são mais elevadas.
Funcionamento dos elementos resistentes principais	<p>As cargas aplicadas no banzo superior são transmitidas para os reforços e posteriormente para as almas da secção, situadas inferiormente ao pavimento.</p> <p>Na zona do meio-vão (momento flector positivo), o banzo superior (que é o próprio pavimento) está sujeito a compressões e o inferior a tracções, enquanto na zona dos pilares, sucede o contrário.</p> <p>O tipo de encurvadura dos elementos resistentes principais (chapas) é o enfunamento.</p> <p>Os reforços (longitudinais e transversais) permitem que a encurvadura das chapas não seja tão condicionante.</p>	<p>As cargas aplicadas na laje mista são transmitidas para as vigas Vierendeel, situadas superiormente ao pavimento.</p> <p>Devido ao momento flector global positivo, as cordas superiores estão sujeitas a compressões e as inferiores (que estão ao nível do pavimento) a tracções, enquanto no momento flector global negativo sucede o contrário.</p> <p>Todos os montantes apresentam dupla curvatura. Este fenómeno também ocorre nas cordas, excepto na zona do meio-vão, onde apresentam curvatura simples.</p> <p>Na viga Vierendeel, a transmissão de esforços da corda inferior para a superior é feita através dos montantes.</p> <p>Caso os pórticos sejam deformáveis e se tenham de considerar os efeitos de segunda ordem nas cordas superiores, ocorre flexão nas duas direcções dos montantes e cordas superiores, o que provoca um acréscimo de tensão normal nas secções destes elementos.</p>
Pavimento	Ao longo do tabuleiro, o pavimento é uma chapa de aço de 6 mm de espessura. Esta apoia nas almas e é reforçada com reforços transversais e longitudinais.	Ao longo do tabuleiro, o pavimento não tem as mesmas características. Na zona do vão o pavimento é uma laje mista, em que a chapa perfilada com geometria trapezoidal e 59 mm de altura serve de cofragem para a lamina de betão com 51 mm de espessura. Na zona dos pilares o pavimento é uma laje maciça, inteiramente solidária com as cordas inferiores, com 380 mm de espessura. Ambas apoiam nas cordas inferiores e travessas.
Integração do pavimento da resistência global	O pavimento contribui para a resistência global do tabuleiro, pois trata-se do banzo superior da secção em caixão.	O pavimento nas zonas dos vãos não contribui para a resistência global do tabuleiro. No entanto, na zona dos pilares, a laje maciça contribui para o aumento da resistência das cordas inferiores da viga Vierendeel.
Aproveitamento das guardas	As guardas não têm qualquer função estrutural e apenas servem para a segurança dos utilizadores da ponte.	As guardas são aproveitadas para, em conjunto com as cordas inferiores (perfis HEA280), formarem uma viga Vierendeel, que é o elemento estrutural principal do tabuleiro.
Rapidez e facilidade de construção	<p>A pré-fabricação deste tabuleiro é mais lenta, por ser mais difícil de executar.</p> <p>Quando o tabuleiro pré-fabricado é transportado para a obra, moldam-se os segmentos (chapa de testa localizada inferiormente aos aparelhos de apoio e topo dos pilares) uns nos outros, ligando-os através de chumbadouros.</p>	<p>A pré-fabricação do tabuleiro (apenas as peças metálicas) é mais rápida, por ser mais fácil de executar.</p> <p>Quando o tabuleiro pré-fabricado é transportado para a obra, moldam-se os segmentos da parte superior dos apoios nos segmentos da parte inferior dos apoios (estes últimos fixos ao topo dos pilares).</p> <p>A fase de betonagem da laje de pavimento obriga a que a execução deste tabuleiro, em obra, seja mais lenta.</p>
Custo total	<p>O custo unitário do aço é maior, devido ao facto do tempo de fabrico e de montagem do tabuleiro ser maior para esta concepção.</p> <p>Para além disso, a quantidade de aço utilizada para esta concepção é maior, contribuindo para que o custo total do tabuleiro seja superior ao da outra concepção.</p>	<p>O facto de o pavimento ser em betão contribui para que os custos desta concepção sejam inferiores aos da outra concepção.</p> <p>Para além disso, e dada a obrigatoriedade da existência das guardas em pontes (sendo por isso um custo fixo), o aproveitamento destes elementos para funções estruturais constitui uma vantagem em termos económicos.</p>

Capítulo 6

6 Conclusões e trabalhos futuros

6.1 Conclusões

6.1.1 Aspectos funcionais e resistentes

O tabuleiro de pontes curvas está sempre sujeito a momentos torsores elevados, pelo que a secção em caixão constitui uma boa solução, visto possuir grande capacidade resistente, nomeadamente em relação a este esforço.

Os reforços longitudinais são fundamentais para as chapas da solução com viga caixão, pois contribuem para a elevação da tensão crítica dos painéis dos banzos. Para além disso, os reforços (longitudinais e transversais) são os responsáveis pela transmissão das cargas aplicadas no pavimento para as almas da secção transversal.

Na concepção com viga caixão, o primeiro modo de encurvadura da chapa de banzo superior, devido às tensões normais, corresponde ao enfunamento dos painéis não reforçados exteriores (700 mm), enquanto o primeiro modo de encurvadura da chapa do banzo inferior corresponde à instabilização dos painéis não reforçados interiores (500 mm).

Para que os reforços longitudinais de extremidade da chapa de banzo superior instabilizem, é necessário que seja aplicada uma tensão normal muito superior à tensão de cedência do aço do tabuleiro em estudo.

O critério de von Mises é o mais indicado para verificar a segurança aos estados limites últimos, na concepção com viga caixão, visto que os seus elementos estruturais estão sujeitos a todo o tipo de

esforços. No entanto, este critério pode ser conservativo, uma vez que não considera a possibilidade de plastificação parcial das secções, permitida quando os esforços são calculados em regime elástico.

Em relação à viga Vierendeel, pode concluir-se que é necessário colocar montantes com maior rigidez de flexão na zona junto aos apoios face à zona do meio-vão, pois o esforço transversal global, V , da viga Vierendeel é maior na primeira zona. Relativamente à deformada destes elementos, eles apresentam dupla curvatura.

A espessura da corda superior ao longo do tabuleiro concebido com viga Vierendeel é variável, devido, fundamentalmente, à grande disparidade de valores de esforço axial de compressão. Em relação à deformada destes elementos, na zona junto aos apoios, as cordas superiores apresentam dupla curvatura, enquanto na zona do meio-vão exibem curvatura simples.

Em relação às guardas da viga Vierendeel, na zona onde o eixo do tabuleiro muda de direcção, é fundamental que estes elementos não sejam contínuos, pois caso isso acontecesse existiriam forças de desvio nas cordas superiores que provocariam momentos flectores elevados nos montantes.

Na zona dos pilares, o momento flector negativo das cordas inferiores da viga Vierendeel não deve ser elevado, pois pode provocar fendilhações no betão e diminuir as capacidades resistentes da laje maciça.

A laje maciça e as chapas existentes nas guardas da viga Vierendeel na zona dos pilares contribuem para aumentar a rigidez do tabuleiro da ponte, com a finalidade de aumentar a frequência própria da estrutura.

Na concepção com viga Vierendeel, a laje mista tem a função de transmitir as cargas que lhe são aplicadas para as cordas inferiores, não contribuindo porém para a resistência do tabuleiro. Assim sendo, não é necessário modelar a laje mista como elemento de placa, contrariamente ao que acontece na laje maciça. Deste modo, as cargas são directamente aplicadas nas cordas inferiores.

O modo de encurvadura das cordas superiores depende da rigidez dos pórticos do tabuleiro. De facto, se os pórticos forem rígidos, o modo de encurvadura destes elementos tem a configuração representada na Figura 4.44. Por outro lado, se os pórticos forem deformáveis, o modo de instabilidade das cordas superiores tem a configuração representada na Figura 4.45. Caso se verifique este último modo de encurvadura é necessário considerar os efeitos de segunda ordem das cordas superiores. Deste modo, as tensões (normais e tangenciais) actuantes nestes elementos e nos montantes aumentam consideravelmente, pois passam a ter momentos flectores e esforços transversos consideráveis nas

duas direcções. Assim, conclui-se que a rigidez dos pórticos do tabuleiro é condicionante para o comportamento e dimensionamento dos perfis que constituem as guardas.

Para ambas as concepções do tabuleiro abordadas nos Capítulos 3 e 4, a combinação fundamental cuja acção variável de base é a sobrecarga de multidão é a condicionante no dimensionamento dos elementos resistentes.

A presença do betão no pavimento do tabuleiro concebido com viga Vierendeel contribui para que esta seja mais pesada, fazendo com que exista mais carga nas fundações, proveniente dos pilares, face à concepção com viga caixão, em que o tabuleiro é constituído apenas por aço.

Em termos de pré-fabricação, o tabuleiro em aço com viga Vierendeel é mais fácil de fabricar e montar face à viga caixão. No entanto, considerando a fase de execução em obra, a concepção com viga caixão constitui uma vantagem face à viga Vierendeel em termos de rapidez, uma vez que se trata de um tabuleiro inteiramente pré-fabricado. Em contrapartida, o pavimento da concepção com viga Vierendeel necessita de ser betonado *in situ*, o que em termos de rapidez de construção não constitui uma vantagem.

6.1.2 Aspectos económicos

Em termos de custos, o facto de se utilizar mais aço na concepção com viga caixão face à concepção com viga Vierendeel, faz com que os custos sejam mais elevados para a primeira. Assim, pode concluir-se que os factores decisivos para que o preço do tabuleiro da concepção com viga Vierendeel seja inferior ao da concepção com viga caixão são:

- O aproveitamento das suas guardas, não apenas para fins de segurança, como é obrigatório (identificando-se por isso como um custo fixo), mas também para fins estruturais;
- A substituição da chapa de pavimento por laje mista, já que, a primeira tem um custo por m² de cerca 2,2 vezes superior.

Ainda assim, em Portugal, a viga Vierendeel é uma solução com pouca utilização, mas os resultados desta dissertação permitem concluir que em certas situações pode constituir uma mais-valia na construção, nomeadamente ao nível das pontes pedonais. Efectivamente, este tipo de viga pode constituir uma solução competitiva face a outras que se utilizam com mais frequência, como é o caso da viga caixão.

O caso do tabuleiro concebido com viga Vierendeel é a prova de que existem tipos de construção em desuso que, se forem bem aplicadas, podem constituir boas soluções em termos económicos, factor hoje em dia cada vez mais importante. Como se constatou, mesmo com a redução da largura do

tabuleiro da viga caixão de 3,5 para 2,5 m, os custos associados a essa solução são muito superiores aos da concepção com viga Vierendeel.

6.2 Trabalhos futuros

No âmbito do assunto desta dissertação propõem-se os seguintes desenvolvimentos futuros:

- Controlo de vibrações de uma ponte pedonal concebida com cada uma das concepções abordadas nesta dissertação;
- Comparação do comportamento dinâmico das duas soluções abordadas nesta dissertação;
- Análise do tabuleiro de uma ponte pedonal concebida com a viga caixão utilizando modelos de elementos finitos de placa.

Referências bibliográficas

- [1] SAP2000, “*Three Dimensional Static and Dynamic Finite Element Analysis and Design of Structures, Version 14.0*”. CSI, Computers & Structures, inc, Structural and Earthquake Engineering Software, Berkeley, California, EUA, 2010.
- [2] Reis, A. e Camotim, D. “*Estabilidade Estrutural*”, McGraw Hill, 2001.
- [3] Simões, L. e Gervásio, H. “*Manual de dimensionamento de estruturas metálicas: Métodos Avançados*”, Associação Portuguesa de Construção Metálica e Mista, 2007.
- [4] CEN: “*Eurocode 1 – Actions on structures – Part 2: Traffic loads on bridges*”, 2003.
- [5] CEN: “*Eurocódigo 1 – Acções em estruturas – Parte 1-1: Acções Gerais – Pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios*”, 2009.
- [6] CEN: “*Eurocódigo 1 – Acções em estruturas – Parte 1-4: Acções Gerais – Acções do vento*”, 2010.
- [7] CEN: “*Eurocódigo 8 – Projecto de estruturas para resistência aos sismos – Parte 1: Regras Gerais*”, acções sísmicas e regras para edifícios, 2010.
- [8] CEN: “*Eurocode 8 – Design of structures for earthquake resistance – Part 2: Bridges*”, 2003.
- [9] “*Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes*”, Aprovado pelo Decreto-Lei nº 235/83, de 31 de Maio, Porto Editora, 2010.
- [10] CEN: “*Eurocódigo 3 – Projecto de estruturas de aço – Parte 1-5: Elementos estruturais constituídos por placas*”, 2008.
- [11] CEN: “*Eurocódigo 0 – Bases para o projecto de estruturas*”, 2009.
- [12] *Software EBPlate versão 2.01*, <<http://www.steelbizfrance.com/telechargement/desclog.asp?idrub=4&lng=2/>> visitado a 15 de Novembro de 2011.

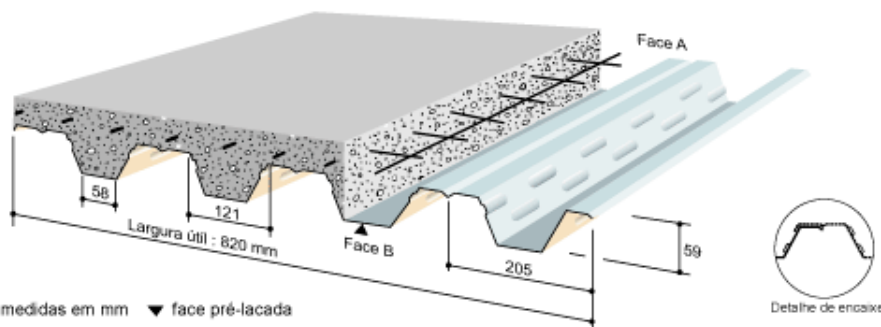
-
- [13] Simões, L. “*Manual de dimensionamento de estruturas metálicas*”, Associação Portuguesa de Construção Metálica e Mista, 2ª Edição, 2007.
- [14] CEN: “*Eurocódigo 2 – Projecto de estruturas de betão – Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios*”, 2004.
- [15] CEN: “*Eurocódigo 3 – Projecto de estruturas de aço – Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios*”, 2010.
- [16] Gomes, I. “*Pontes Mistas Aço-Betão: Efeito da Retracção no Controlo da Fendilhação da Laje*”, Dissertação de Mestrado, Instituto Superior Técnico, Setembro 2008.
- [17] CEN: “*Eurocode 4 – Design of composite steel and concrete structures – Part 2: Composite bridges*”, 1997.
- [18] Beer, F., Johnston, E. e DeWolf, J. “*Resistência dos Materiais*”, McGraw Hill, 4ª Edição, 2006.
- [19] Calado, L. e Santos, J. “*Estruturas Mistas de Aço e Betão*”, Instituto Superior Técnico, 2009.
- [20] “*A especificação do betão*”, Guia para a utilização da norma NP EN 206-1 – Betão Liz, 2ª Edição, Dezembro de 2007.
- [21] CEN: “*Eurocode 3 – Design of steel structures – Part 2: Steel bridges*”, 2006.
- [22] CEN: “*Eurocódigo 4 – Projecto de estruturas mistas aço-betão – Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios*”, 2011.
- [23] Santos, L. “*Optimização da Produção de Estruturas Metálicas, do Projecto à Montagem*”, Dissertação de Mestrado, Faculdade de Ciências e Tecnologia/Universidade de Coimbra, 2010.
- [24] Abecasis, T. *Projecto de Execução de Ponte Pedonal com Tabuleiro em Viga Caixão*, na Estrada Nacional N377-1 na Quinta da Torre (Caparica), Tal Projecto – Projecto, Estudos e Serviços de Engenharia, LDA, Lisboa, 2009.
- [25] Abecasis, T. *Projecto de Execução de Ponte Pedonal com Tabuleiro em Viga Vierendeel integrada nas guardas*, na Estrada Nacional N377-1 na Quinta da Torre (Caparica), Tal Projecto – Projecto, Estudos e Serviços de Engenharia, LDA, Lisboa, 2009.
- [26] http://en.wikipedia.org/wiki/Box_girder_bridge
- [27] www.crbty.com
- [28] <http://www.soloingenieria.net/>
- [29] http://en.wikipedia.org/wiki/Vierendeel_bridge
- [30] <http://users.telenet.be/karel.roose/vierendeel.html>
- [31] <http://www.nusteelstructures.com/>

Anexos

CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS

ESQUEMA DO PERFIL

Produzido em Portugal



medidas em mm ▼ face pré-lacada

CARACTERÍSTICAS DO MATERIAL BASE		NORMA
Qualidade do Aço	S320 GD	EN 10326
Tipo de protecção	Galvanizado	EN 10169-1
	Galvanizado Pré-lacado	EN 10169-3

Características mecânicas do perfil

Espeçura nominal do perfil	mm	0,75	0,88	1,00	1,25	
Massa por m ² útil	daN/m ²	8,51	10,00	11,34	14,20	
Secção de aço:	A	cm ² /ml	10,39	12,29	14,05	17,71
Inércia própria do perfil:	i	cm ⁴ /ml	55,15	65,24	74,56	93,98
Posição da fibra neutra:	v _j	cm	3,24	3,24	3,24	3,24
Módulo de inércia:	I/v _j	cm ³	17,02	20,14	23,02	29,01

Consumo de betão

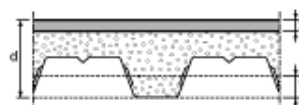
Espeçura	cm	10	11	12	13	14	15	16	18	20	23	25
Volume	l/m ²	67	77	87	97	107	117	127	147	167	197	217
Peso teórico do betão*	daN/m ²	161	185	209	233	257	281	305	353	401	473	521

* Para obter o peso total da laje deverá juntar o peso do betão com o do perfil.
Massa do betão 2400 daN/m³.

Verificação da ligação aço-betão

	Resistência	Escorregamento	
		Carga estática	Carga dinâmica
m	2004	2004	1518
k	0,0500	0,0500	0,0500

Os valores de "m" e de "k" são dados no sistema de unidades: comprimento em cm, força em daN.



Legenda:

- d : espeçura da laje, nervura do pavimento incluída
- v_j : distância do eixo neutro do pavimento à sua fibra inferior

Resistência ao fogo

Na ausência de armaduras específicas, os pavimentos HAIRCOL 59S são CF 30'. Para CF superiores, a resistência do pavimento à exposição ao fogo necessária, deve ser justificada pela utilização unicamente de armaduras colocadas e revestidas pelo betão.

