



**Utilização de Aços de Alta
Resistência em Tabuleiros de Pontes**

Sebastião Vieira Neves

Dissertação para obtenção de grau de mestre em

Engenharia Civil

Orientador:

Professor Doutor José Joaquim Costa Branco de Oliveira Pedro

Júri

Presidente: Professor Doutor Luís Manuel Coelho Guerreiro

Orientador: Professor Doutor José Joaquim Costa Branco de Oliveira Pedro

Vogal: Professor Doutor Pedro António Martins Mendes

Outubro 2016

Resumo

O presente trabalho tem por objetivo estudar as possibilidades de utilizar aços de alta resistência em tabuleiros de pontes mistas aço-betão. Foram estudadas três soluções de vigas de aço de secção soldada a adotar num tramo tipo de 45 m do Viaduto Sul de acesso à nova ponte ferroviária do Sado, em Alcácer do Sal.

A primeira solução (solução A) é constituída por duas vigas I de secção soldada em aço S355 NL, conforme é normal em tabuleiros de pontes. Avaliam-se os esforços atuantes para as cargas permanentes, sobrecargas, variações diferenciais de temperatura e retração da laje de betão e efetua-se a verificação de segurança dos estados limites últimos - resistência em relação à flexão e esforço transversal; *flange induced buckling*; encurvadura lateral do banzo comprimido e resistência à fadiga – e dos estados limites de serviço – *web breathing*; deformações e tensões de serviço.

A solução B é constituída por vigas I de secção soldada de aço de alta resistência S690 QL. É realizada uma análise semelhante à efetuada para a solução A, e comparadas as duas soluções. São identificados os aspetos determinantes no dimensionamento da solução com aço S690 QL, nomeadamente de encurvadura local das placas e de resistência à fadiga, e efetuado o dimensionamento das vigas para que todas as verificações de segurança sejam satisfeitas.

Propôs-se ainda uma solução C, com o objetivo de melhorar o comportamento das vigas de secção soldada, quando se utiliza o aço S690 QL, através da introdução de um banzo inferior composto por uma secção tubular, que se mostrou ser estruturalmente mais eficaz que o banzo inferior tradicional das secções I.

Concluiu-se que, em termos de peso de aço de um vão tipo de 45 m, consegue-se uma redução de 17% na solução B e 21% na solução C, que utilizam o aço S690 QL, em relação à quantidade obtida para a solução A, com aço S355 NL.

Palavras chave: Ponte mista aço-betão; Aço de alta resistência; Viga de secção soldada; Encurvadura local de placa; Resistência à fadiga.

Abstract

The aim of the present work is to investigate the possibility of using high strength steel in composite bridge decks. For that purpose, three solutions for welded steel girder for a 45 m typical span of the South Viaduct of access to the new railway bridge, in Alcácer do Sal.

The first solution (solution A) is formed by two I-shaped beams made of steel S355 NL, commonly used on bridge decks. The bending moments and shear force were calculated for the different actions: permanent loads; traffic loads; thermal gradients and concrete shrinkage and the safety verification was made for different ultimate state limits – to bending moment and shear force; *flange induced buckling*; lateral buckling of the bottom flange and resistance to fatigue – and serviceability state limit – *web breathing*; deformation and stress limitation.

Solution B is formed by I-shaped beams built with high resistance steel S690 QL. A similar analysis made in solution A was done, and the solution were compared. The issues induced by the use of the high strength steel were identified such as local buckling of the plates and the resistance to fatigue and the girders were designed to verify the safety.

Another solution was studied (solution C), with the purpose of improving the welded girders structural behavior when using S690 QL steel, by introducing a tubular bottom flange, which proved to be structurally more effective than the flange of the traditional I cross-section.

It was concluded that, for a typical 45 m long span, a reduction of the steel quantity of about 17% is possible for solution B and 21% for solution C, both using high strength steel S690 QL, comparatively to the steel quantity needed in solution A, with S355 NL steel.

Key words: Composite bridges; High strength steels; Welded beams; Local plate buckling; Resistance to fatigue.

Agradecimentos

Uma vez que a elaboração desta dissertação não teria sido possível sem a ajuda e apoio de diversos intervenientes, gostaria de agradecer a todos os que a tornaram alcançável. Em primeiro lugar, gostaria de agradecer ao Professor José Oliveira Pedro, o meu orientador académico, pelo conhecimento partilhado e por toda a ajuda e disponibilidade. Gostaria também de agradecer aos meus pais que sempre se disponibilizaram em tudo para o meu sucesso profissional. E por fim, aos meus amigos pelos bons momentos que proporcionaram durante estes cinco anos de formação.

Índice

Resumo	i
Palavras chave:	i
Abstract	iii
Key words:	iii
Agradecimentos	v
Índice de figuras	xi
Índice de Tabelas	xiii
Simbologia	xv
1 Introdução	1
1.1 Objetivos	1
1.2 Estrutura do trabalho	1
2 Caracterização do caso de estudo	3
2.1 Geometria do tabuleiro	3
2.2 Propriedades dos materiais	7
2.3 Combinações de ações	8
3 Dimensionamento da Solução A em aço S355 NL	9
3.1 Propriedades	9
3.2 Classe das secções	10
3.3 Definição das ações	11
3.4 Verificação dos Estados Limites Últimos (ELU) de resistência	14
3.4.1 ELU de resistência à flexão e esforço transversal.....	14
3.4.2 Verificação do efeito de encurvadura da alma – <i>Flange Induced Buckling</i>	16
3.4.3 ELU de resistência à encurvadura.....	17
3.5 Verificação dos estados limites de serviço (ELS)	22
3.5.1 ELS de “respiração da alma” – <i>Web breathing</i>	22
3.5.2 ELS de Deformação.....	23
3.5.3 ELS de limitação de tensões	24
3.5.3.1 Limite de tensão no aço estrutural.....	25
3.5.3.2 Limite de tensões no betão	25
3.5.3.3 Limite de tensões nas armaduras da laje de betão	26

3.6	Verificação do ELU de fadiga	26
3.6.1	Verificação da ligação soldada do reforço da alma ao banzo inferior	28
3.6.2	Verificação da ligação soldada topo a topo do banzo inferior	29
4	Dimensionamento da Solução B em S690 QL	31
4.1	Propriedades geométricas	31
4.2	Classes das secções	32
4.3	Ações	33
4.4	Verificação dos Estados Limites Últimos (ELU) de resistência	33
4.4.1	ELU de resistência à flexão e esforço transversal	33
4.4.2	Efeito de encurvadura da alma - <i>Flange induced buckling</i>	35
4.4.3	ELU de encurvadura global das vigas	37
4.5	Verificação dos estados limites de serviço (ELS)	42
4.5.1	ELS de “respiração da alma” – <i>Web breathing</i>	42
4.5.2	ELS de Deformação	42
4.5.3	ELS de limitação de tensões	43
4.5.3.1	Limite de tensões no aço estrutural	43
4.5.3.2	Limite de tensões no betão	44
4.5.3.3	Limite de tensão no aço das armaduras da laje de betão	44
4.6	Verificação do ELU de fadiga	45
4.6.1	Verificação da ligação soldada do reforço da alma ao banzo inferior	46
4.6.1.1	Solução alternativa ($t_f = 55$ mm)	47
4.6.1.2	Solução alternativa ($t_f = 60$ mm)	47
4.6.2	Verificação da ligação soldada topo a topo do banzo inferior	48
5	Dimensionamento da Solução C em S690 QL	49
5.1	Cargas e esforços	50
5.2	Propriedades geométricas	50
5.3	Classe das secções	52
5.4	Verificação dos Estados Limites Últimos (ELU) de resistência	53
5.4.1	ELU de resistência à flexão e esforço transversal	53
5.4.2	Efeito de encurvadura da alma - <i>Flange induced buckling</i>	54
5.5	Verificação dos estados limites de serviço (ELS)	55
5.5.1	<i>Web breathing</i>	55
5.6	Verificação do ELU de fadiga	55
5.6.1	Verificação da ligação soldada do reforço da alma ao banzo inferior	56

5.6.1.1	Solução alternativa ($t_f = 20$ mm)	56
5.6.2	Verificação da ligação soldada da alma ao novo banzo inferior	57
5.7	Outras vantagens da solução C	58
6	Conclusões e Desenvolvimentos Futuros	59
6.1	Conclusões Gerais	59
6.2	Desenvolvimentos Futuros	61
	Referências bibliográficas	63
	Anexos	65

Índice de figuras

Figura 1 - Viaduto Sul de acesso à Ponte do Sado: Secção de meio-vão [1] [mm].....	4
Figura 2 - Viaduto Sul de acesso à Ponte do Sado: Secção de apoio [1] [mm].....	5
Figura 3 - Viaduto Sul de acesso à Ponte do Sado: Alçado e planta de meio tramo tipo [1].....	6
Figura 4 – Relações constitutivas dos materiais aço e betão utilizados	7
Figura 5 - Limites de tensão segundo o EC3-1-1 e o EC3-1-12 [3], [5]	8
Figura 6 - Modelo de carga LM71	12
Figura 7 - Modelo 3 – efeito da retração	13
Figura 8 - Momentos flectores hiperstáticos da retração	13
Figura 9 – Banzo inferior mais parte da alma [mm]	17
Figura 10 - Modelo de cálculo de rigidez lateral dos banzos inferiores	18
Figura 11 – Geometria do elemento 1 – reforço transversal e largura equivalente da alma	18
Figura 12 - Elemento 2.....	19
Figura 13 - Elemento 3 [mm].....	19
Figura 14 - Elemento 4 [mm].....	19
Figura 15 - Modelo com rigidez lateral da treliça correspondente ao contraventamento em planta....	20
Figura 16 - Modelo de simulação da treliça rígida ao nível do banzo inferior correspondente ao contraventamento em planta.....	20
Figura 17 - Corte A-A da Figura 15	21
Figura 18 - Deformada do modelo para uma força aplicada no banzo de 1000 kN.....	21
Figura 19 – (a) Pormenor de ligação em estudo (b) Detalhe 7 do Quadro 8.4 do EC3-1-9 [14].....	28
Figura 20 – (a) Pormenor em estudo [1] (b) Detalhe 7 do Quadro 8.3 do EC3-1-9 [14].....	29
Figura 21 – Banzo comprimido para solução B (em mm)	37
Figura 22 - Modelo para cálculo de rigidez lateral dos banzos inferiores	38
Figura 23 – Geometria do elemento 1 – reforço transversal e largura equivalente da alma na solução B	38
Figura 24 - Elemento 2 – Elemento de laje fissurada à flexão da solução B	39
Figura 25 - Elemento 3 da solução B (em mm).....	39
Figura 26 - Elemento 4 da solução B (em mm).....	39
Figura 27 - Modelo com rigidez lateral da treliça correspondente ao contraventamento em planta....	40
Figura 28 - Modelo de simulação da treliça rígida ao nível do banzo inferior	40
Figura 29 - Corte A-A da Figura 27	40
Figura 30 - Deformada do modelo para uma força aplicada no banzo de 1000 kN.....	41
Figura 31 - Detalhe 7 do Quadro 8.4 do EC 3-1-9	46
Figura 32 - Detalhe 7 do Quadro 8.3 do EC3-1-9	48
Figura 33 - Novo modelo de viga para a solução C	49
Figura 34 - Componentes da viga da solução C	50
Figura 35 – Detalhe 7 do Quadro 8.4 do EC3-1-9	56
Figura 36 – (a) Pormenor de ligação do banzo inferior (b) Detalhe 1 do Quadro 8.2 do EC3-1-9 [14] 57	

Índice de Tabelas

Tabela 1 - Propriedades dos materiais	7
Tabela 2 - Dimensões das vigas metálicas [mm]	9
Tabela 3 - Propriedades das secções dos vários modelos	10
Tabela 4 - Classe dos elementos na secção de meio-vão	10
Tabela 5 - Classe dos elementos na secção de apoio	11
Tabela 6 - Propriedades efetivas da secção de aço no vão	11
Tabela 7 – Variações diferenciais de temperatura	12
Tabela 8 - Esforços atuantes numa viga	14
Tabela 9 – Resumo do cálculo de V_{bw} , R_d [kN]	15
Tabela 10 - Esforços resistentes (em valores absolutos)	15
Tabela 11 – Verificação do <i>flange induced buckling</i>	16
Tabela 12 – Propriedades equivalentes do banzo inferior mais parte da alma	17
Tabela 13 - Propriedades equivalentes do elemento 1	18
Tabela 14 - Propriedades dos elementos 3 e 4	20
Tabela 15 - Parâmetros para calculo de N_{cr2}	21
Tabela 16 - Calculo de N_{Rd} do banzo inferior comprimido	22
Tabela 17 - Verificação do efeito de <i>Web Breathing</i>	22
Tabela 18 – Deformações e fatores de combinação ψ_1	23
Tabela 19 – Tensões de serviço nas vigas de aço estrutural	25
Tabela 20 – Tensões limite para o aço em armaduras da laje	26
Tabela 21 - Propriedades para utilização dos ábacos de Hambly	27
Tabela 22 - Dimensões das vigas metálicas para solução B	31
Tabela 23 - Propriedades brutas dos modelos 0, 1, 2 e 3 para a solução B	31
Tabela 24 - Classe dos elementos na secção de meio-vão	32
Tabela 25 - Classe dos elementos na secção de apoio	32
Tabela 26 - Propriedades das secções efetivas para a solução B	32
Tabela 27 - Esforços atuantes numa viga para a solução B	33
Tabela 28 - Cálculo de V_{bw} , R_d para a solução B	34
Tabela 29 - Verificação <i>flange induced buckling</i> segundo o EC3-1-5	35
Tabela 30 - Verificação ao <i>flange induced buckling</i> tendo em consideração a posição da linha neutra e a tensão real instalada	36
Tabela 31 – Propriedades equivalentes do banzo inferior comprimido	37
Tabela 32 - Propriedades equivalentes do elemento 1	38
Tabela 33 - Propriedades do elemento 2 da solução B	39
Tabela 34 - Propriedades dos elementos 3 e 4	39
Tabela 35 - Parâmetros para calculo de N_{cr2}	41
Tabela 36 - Calculo de N_{Rd} do banzo inferior comprimido	41
Tabela 37 - Verificação ao <i>web breathing</i> para a solução B	42
Tabela 38 - Deformações e fatores ψ_1 para solução B	43

Tabela 39 - Tensões de serviço no aço estrutural	44
Tabela 40 - Tensões limite para o aço de armaduras da laje	44
Tabela 41 - Propriedades para a utilização do ábaco de Hambly para a Solução B	45
Tabela 42 - Comparação dos esforços das soluções A e B	50
Tabela 43 - Dimensões da viga da solução C [mm].....	51
Tabela 44 - Propriedades geométricas da viga da solução C.....	52
Tabela 45 - Classe dos elementos na secção de meio-vão.....	52
Tabela 46 - Classe dos elementos na secção de apoio.....	52
Tabela 47 - Propriedades efetivas da solução C	53
Tabela 48 - Verificação do <i>flange induced buckling</i>	54
Tabela 49 - Verificação do <i>web breathing</i> para a solução C.....	55
Tabela 50 – Variação de tensões para verificação à fadiga na secção de apoio	57
Tabela 51 - Variação de tensões para verificação à fadiga na secção de meio-vão	57
Tabela 52 - Comparação das quantidade de aço estrutural entre a solução A e B para um vão tipo. 60	
Tabela 53 - Comparação das quantidade de aço estrutural entre a solução A e C para um vão tipo. 60	

Simbologia

a	Distância entre reforços da alma adjacentes
A_h	Área homogeneizada
b_0	Distância entre conectores exteriores
E_a	Módulo de elasticidade do aço estrutural
E_c	Módulo de elasticidade secante do betão
$E_{c,i}$	Módulo de elasticidade do betão tendo em consideração a fluência
E_{cm}	Módulo de elasticidade secante do betão aos 28 dias
E_s	Módulo de elasticidade do aço da armadura ordinária
f_{cd}	Valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão
f_{ck}	Valor característico da tensão de rotura do betão à compressão
f_{sd}	Valor de cálculo da tensão de rotura do aço para armadura ordinária
f_{sk}	Valor característico da tensão de rotura do aço para armadura ordinária
f_{yd}	Valor de cálculo da tensão de rotura do aço estrutural
f_{yk}	Valor característico da tensão de rotura do aço estrutural
h_w	Altura da alma da viga de secção soldada
I_x	Inércia segundo a direção x
I_y	Inércia segundo a direção y
i	Inércia da laje de betão por metro
L	Vão
L_e	Vão equivalente
l	Distância entre as vigas de secção soldada
L_s	Largura do banzo superior da viga de secção soldada
L_i	Largura do banzo inferior da viga de secção soldada
M_{Ed}	Momento de projeto
$M_{el,Rd}$	Momento elástico resistente
$M_{pl,Rd}$	Momento plástico resistente
n	Coefficiente de homogeneização
N_{crit}	Esforço axial crítico
N_{Ed}	Esforço axial de projeto
N_{Rd}	Esforço axial resistente
PP_{em}	Peso próprio da estrutura metálica
PP_{laje}	Peso próprio da laje de betão
RCP	Restantes cargas permanentes
t_i	Espessura do banzo inferior da viga de secção soldada
t_s	Espessura do banzo superior da viga de secção soldada
t_w	Espessura da alma da viga de secção soldada
Y_G	Altura do centro de gravidade da viga de secção soldada em relação à base do banzo inferior

γ	Coeficiente parcial relativo às ações
δ	Deslocamento vertical do tabuleiro
$\Delta\sigma_c$	Valor de referência da resistência à fadiga após 2×10^6 ciclos
ε_c	Extensão de cedência do betão à compressão
ε_{cu}	Extensão última do betão à compressão
ε_s	Extensão de cedência do aço das armaduras ordinárias
ε_{su}	Extensão última do aço das armaduras ordinárias
ε_y	Extensão de cedência do aço estrutural
ε_{yu}	Extensão última do aço estrutural
$\bar{\lambda}_w$	Esbelteza normalizada da alma
V_{Ed}	Esforço transversal de projeto
V_{Rd}	Esforço transversal resistente
$V_{bw,Rd}$	Contribuição da alma para o esforço transversal resistente
$V_{bf,d}$	Contribuição dos banzos para o esforço transversal resistente
ν	Coeficiente de Poisson
ϕ	Coeficiente dinâmico
χ_{LT}	Coeficiente de redução para a encurvadura lateral do banzo inferior
ψ	Coeficiente de combinações para ações variáveis

1 Introdução

1.1 Objetivos

Uma estrutura constituída por duas vigas I de secção soldada em aço ligadas por conectores à laje de betão é frequentemente utilizada em tabuleiros mistos de pontes pelas suas vantagens estruturais, construtivas e económicas. Recentemente os aços de alta resistência, como seja o aço S690 QL, têm sido propostos para outro tipo de estruturas, embora no domínio das pontes a sua utilização se encontra ainda no domínio da investigação.

Estes aços apresentam vantagens, proporcionando secções mais leves com alta resistência e ductilidade. No entanto, ao tirar partido das vantagens do aço de alta resistência a estrutura metálica torna-se mais esbelta o que conduz a dificuldades de dimensionamento, nomeadamente de estabilidade local dos elementos que compõem a secção e de resistência à fadiga das ligações soldadas. A introdução destes aços na construção de tabuleiros metálicos e mistos requer que se faça uma comparação entre o dimensionamento tradicional com aço S355 NL e o dimensionamento utilizando o aço S690 QL, permitindo identificar os ganhos associados à sua utilização, e simultaneamente os aspetos que mais condicionam o seu dimensionamento estrutural.

Na presente dissertação pretende-se estudar a viabilidade da utilização do aço de alta resistência S690 QL num tabuleiro ferroviário misto aço-betão com vão corrente de 45 m, efetuando o dimensionamento de um tramo tipo para três soluções: Solução A com aço S355 NL; Solução B repetindo o dimensionamento anterior mas utilizando aço S690 QL nas vigas do tabuleiro; e Solução C utilizando novamente o aço S690 QL mas estudando-se as possibilidades de novas geometrias das vigas de modo a melhorar o seu comportamento estrutural.

1.2 Estrutura do trabalho

No Capítulo 2 é feita uma apresentação geral do caso de estudo, ilustrando a geometria do tabuleiro misto aço-betão e identifica-se os materiais e combinações de ações que são utilizados ao longo da dissertação.

A solução A é apresentada e estudada no Capítulo 3. Realiza-se a verificação aos estados limites últimos de resistência e de fadiga e a verificação dos estados limites de serviço.

No Capítulo 4 realiza-se para a solução B o dimensionamento semelhante ao executado para a solução A, comparando os resultados entre as duas soluções e identificando os aspetos condicionantes no dimensionamento, decorrentes da utilização do aço de alta resistência.

Uma vez conhecidas as condicionantes da utilização do aço S690 QL estuda-se, no Capítulo 5, uma solução C onde se propõe uma nova geometria das vigas principais do tabuleiro que permitem melhorar o seu comportamento estrutural, em termos de estabilidade local das placas e resistência à fadiga das ligações soldadas.

Por fim, no Capítulo 6, efetua-se uma comparação das três soluções em termos das reduções de aço que é possível com as soluções B e C em relação à solução A, apresentando-se na sequência as conclusões do estudo e as possibilidades de desenvolvimento deste trabalho.

2 Caracterização do caso de estudo

2.1 Geometria do tabuleiro

O caso de estudo corresponde ao Viaduto Sul de acesso à nova ponte ferroviária do Sado, na nova variante de Alcácer do Sal. Tendo em conta a extensão da ponte foram analisados cinco tramos desta, todos com um vão de 45 metros e pertencentes a zona corrente do tabuleiro, com 13 metros de largura.

A decisão de adotar cinco vãos para a modelação da ponte foi um compromisso entre a possibilidade de trabalhar com um modelo mais simples e, simultaneamente, obter resultados que possam ser representativos do comportamento estrutural do conjunto do tabuleiro construído. Assim, através do tramo central, uma vez que tanto este tramo como os adjacentes a ele apresentam continuidade em ambas as extremidades, é possível simular um tramo tipo do Viaduto Sul de acesso à ponte.

A secção transversal do tabuleiro é constituída por uma laje de betão armado apoiada em duas vigas metálicas. As vigas de aço de secção soldada têm uma altura de 2,6 metros e a espessura da laje varia entre os 0,4 e 0,2 metros.

A ligação entre as vigas e a laje foi feita através de três filas de conectores de 22 mm soldados ao banzo superior de cada uma das vigas de modo que se possa considerar um comportamento misto entre as vigas metálicas e a laje de betão ao longo do tabuleiro.

Foram utilizadas duas secções diferentes para modelar um vão tipo do tabuleiro: secção de meio-vão e secção de apoio. A zona de transição das secções, foi feita de modo que se encontre perto da secção de momento flector nulo (a uma distância dos apoios aproximadamente de 15% do vão). Em ambas as secções, foi utilizada uma espessura equivalente para a laje de betão, ou seja, uma espessura constante ao longo de toda a largura do tabuleiro. Esta espessura foi estimada de tal forma que a área da secção transversal da laje seja igual á real, obtendo-se neste caso $h_{eq} = 0,32 m$.

Nas figuras 1, 2 e 3 são apresentadas as secções transversais de meio-vão, de apoio e o alçado e planta de um tramo tipo, respetivamente.

Chama-se à atenção o facto dos modelos longitudinais e respetivas propriedades e verificações de segurança terem sido feitas considerando apenas metade da secção transversal, ou seja, uma viga metálica com a largura efetiva da laje de betão correspondente. Os modelos transversais utilizam a secção transversal completa constituída pelas duas vigas e os contraventamentos.

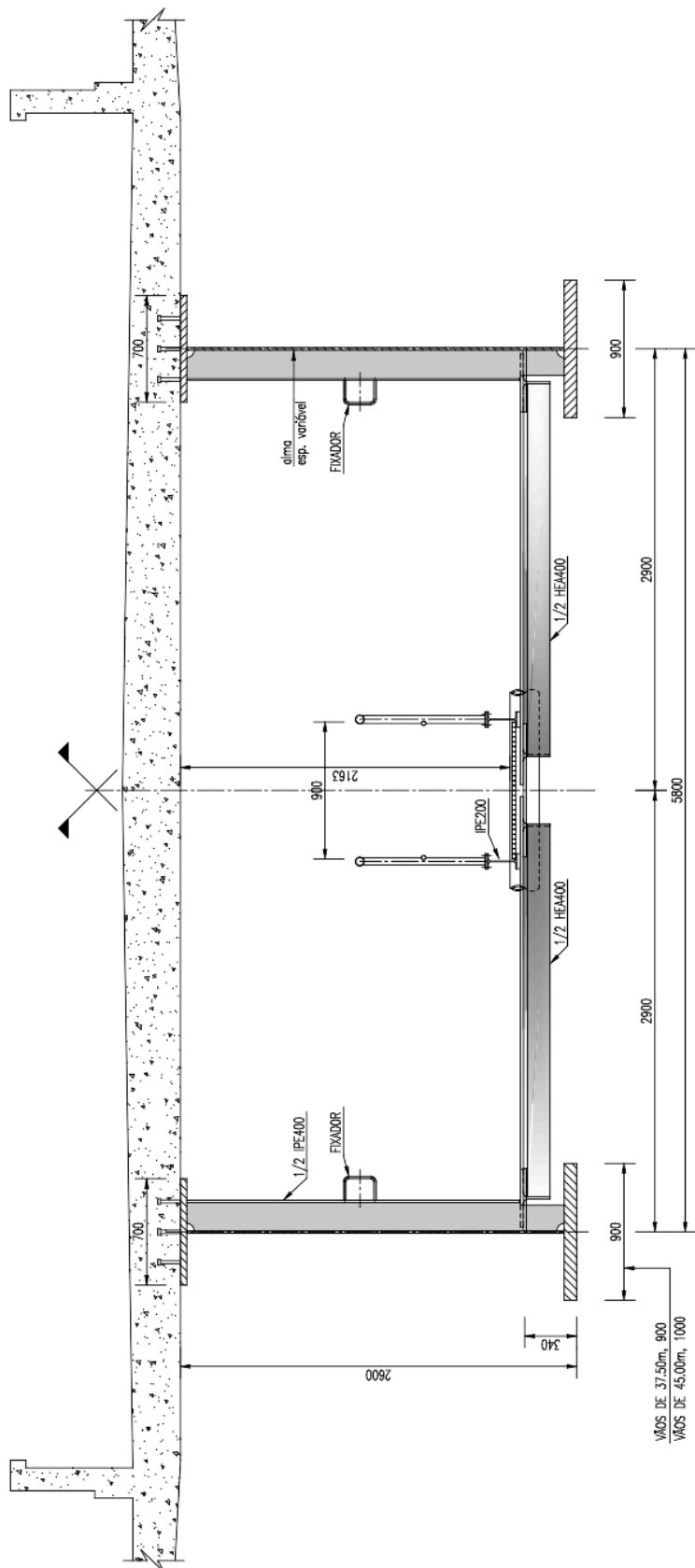


Figura 1 - Viaduto Sul de acesso à Ponte do Sado: Secção de meio-vão [1] [mm]

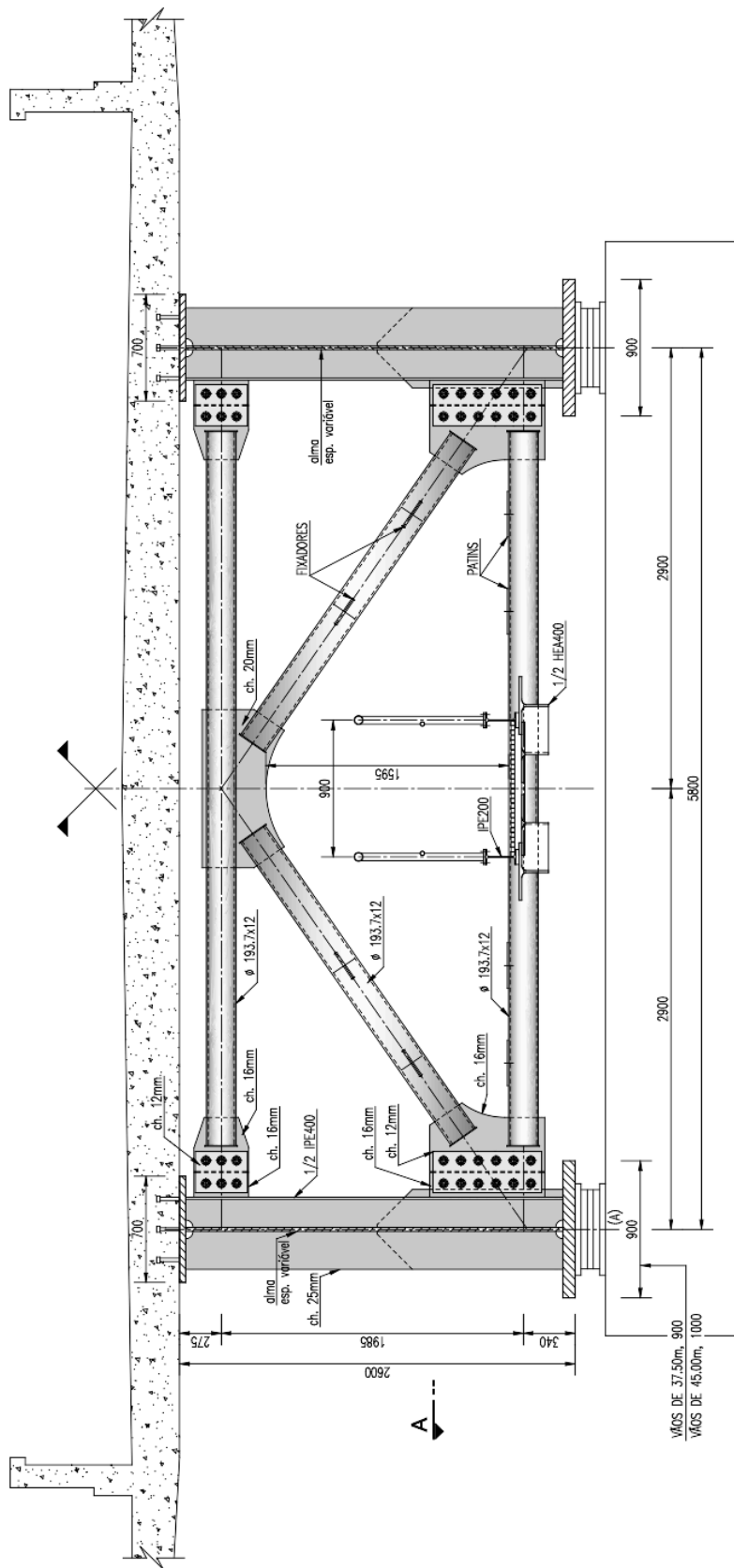


Figura 2 - Viaduto Sul de acesso à Ponte do Sado: Secção de apoio [1] [mm]

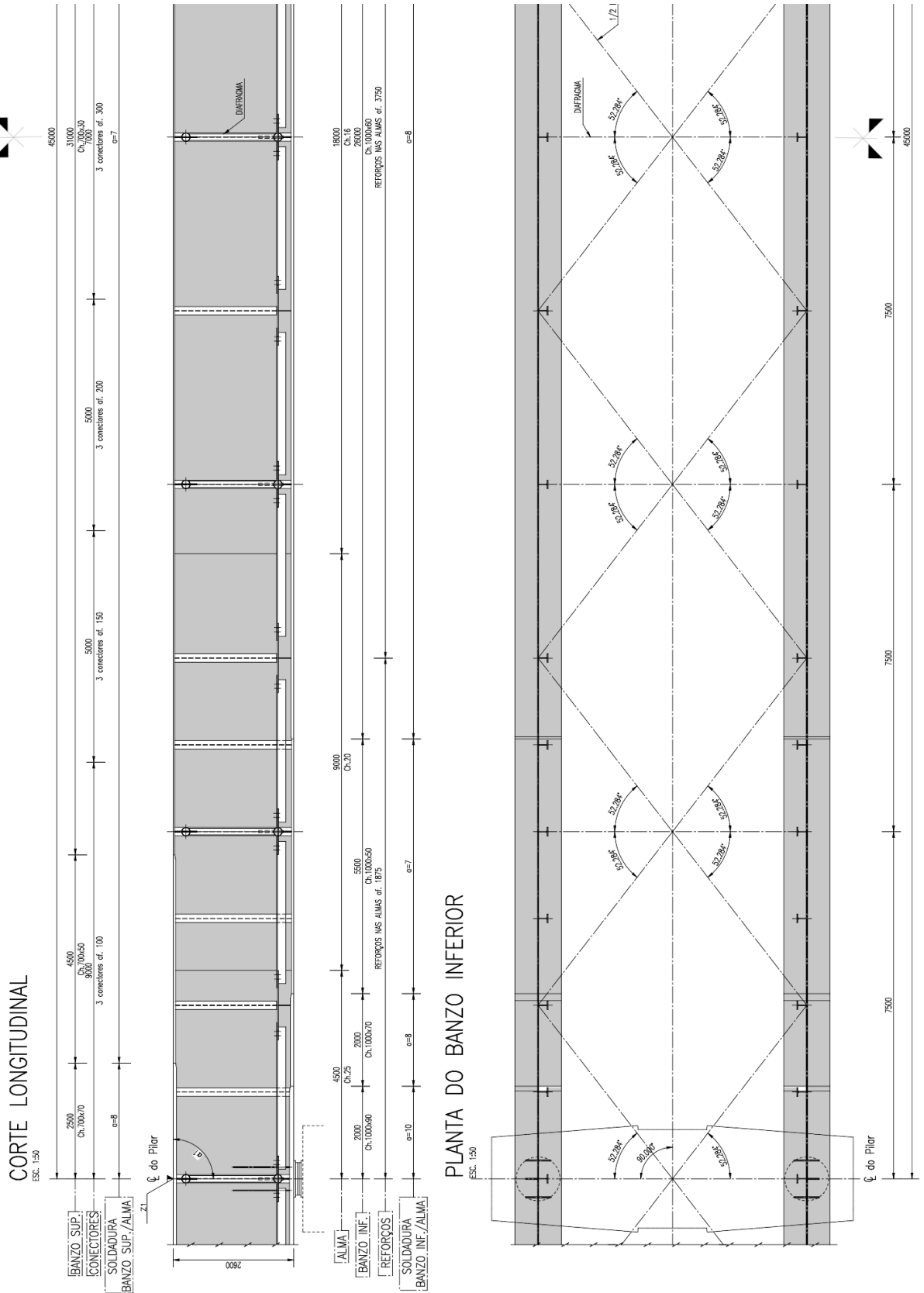


Figura 3 - Viaduto Sul de acesso à Ponte do Sado: Alçado e planta de meio tramo tipo [1]

2.2 Propriedades dos materiais

Apresenta-se de seguida as propriedades dos diferentes materiais que são utilizados ao longo do presente trabalho, seguindo a notação da Figura 4.

Tabela 1 - Propriedades dos materiais

S355		S690		C40/50		A500NR	
f_{yk} (MPa)	355	f_{yk} (MPa)	690	f_{ck} (MPa)	40	F_{sk} (MPa)	500
f_{yd} (MPa)	355	f_{yd} (MPa)	690	f_{od} (MPa)	26,7	f_{yd} (MPa)	435
E_a (GPa)	210	E_a (GPa)	210	E_{cm} (GPa)	35	E_s (GPa)	200
ϵ_y (‰)	1,69	ϵ_y (‰)	3,29	ϵ_c (‰)	2,00	ϵ_s (‰)	2,18
ϵ_{yu} (‰)	6,76	ϵ_{yu} (‰)	13,14	ϵ_{cu} (‰)	3,50	ϵ_{cu} (‰)	10,0

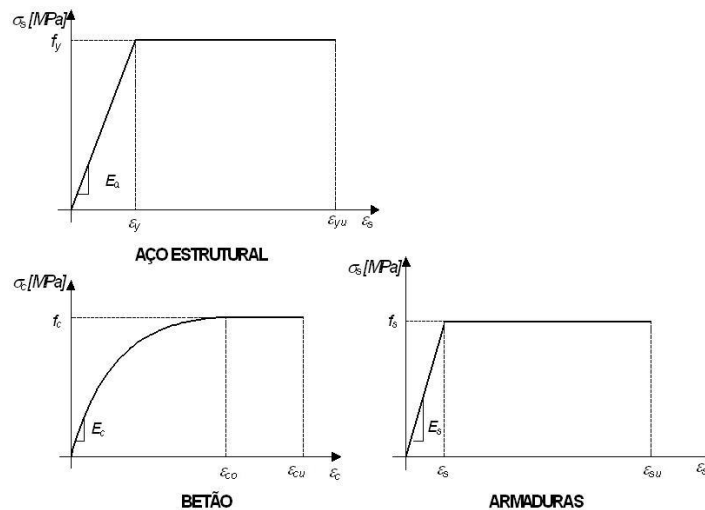


Figura 4 – Relações constitutivas dos materiais aço e betão utilizados

O momento flector resistente das secções é o obtido com uma análise elasto-plástica em que se consideram as seguintes extensões máximas nos materiais [2], [3] e [4]:

- $\epsilon_{yu} = 4 \epsilon_y$ para o aço estrutural à tracção e/ou solidarizado à laje de betão;
- ϵ_y para o aço estrutural à compressão;
- $\epsilon_{cu} = 3,5 \text{ ‰}$ para o betão à compressão e 0 ‰ à tracção; e
- $\epsilon_{su} = 10,0 \text{ ‰}$ para a armadura ordinária à tracção.

O valor de ϵ_y é variável, dependendo do tipo de aço utilizado, e pode ser calculado através da expressão $\epsilon_y = E_s / f_y$. Os coeficientes de minoração das propriedades características são $\gamma_s = 1.0$; $\gamma_c = 1.35$ e $\gamma_a = 1.15$.

É necessário ter em atenção que estas são propriedades básicas dos materiais. No entanto o EC3-1-1 e EC3-1-12 [3], [5] indicam reduções da tensão de cedência nos aços S355 e S690 em função da sua espessura. Estes limites estão ilustrados no gráfico seguinte.

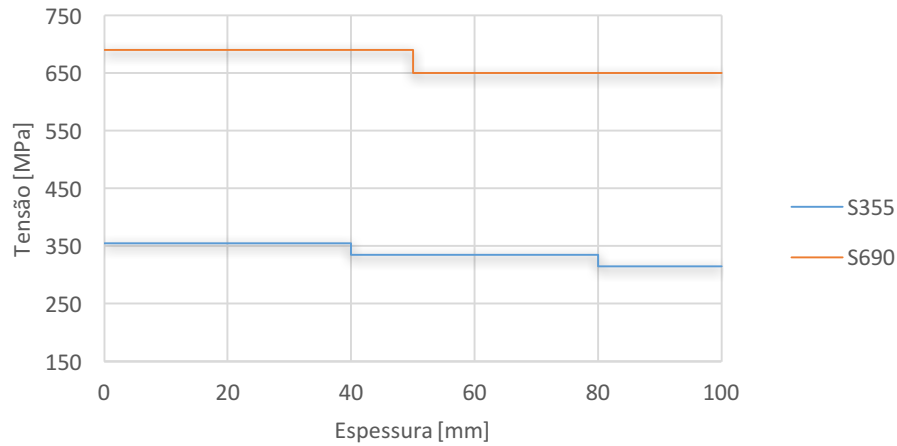


Figura 5 - Limites de tensão segundo o EC3-1-1 e o EC3-1-12 [3], [5]

2.3 Combinações de ações

As combinações de ações utilizadas seguem o definido para pontes ferroviárias no anexo A2 da norma EN1990 [6]. Foram obtidos os valores de ψ e γ recomendados na tabela A2.3 desta parte do Eurocódigo. O efeito da retração foi desprezado quando favorável e totalmente considerado com um coeficiente $\gamma = 1,0$ quando desfavorável. Esta hipótese corresponde a considerar que se faz a verificação da resistência das secções a curto e longo prazo, consoante seja mais condicionante.

As combinações utilizadas foram:

- Estados limite últimos que não a fadiga:

$$1.35G_k + (1.0 \text{ ou } 0.0)R + 1.45Q_{LM71} + 1.5 \times 0.60Q_{\Delta T} \quad (1)$$

- Estados limite de serviço:

$$G_k + (1.0 \text{ ou } 0.0)R + Q_{LM71} + 0.60Q_{\Delta T} \quad (2)$$

onde:

- G_k representa a carga permanente, ou seja, o peso próprio da estrutura e restantes cargas permanentes;
- R é o efeito da retração;
- Q_{LM71} é o modelo de carga LM71;
- $Q_{\Delta T}$ são os esforços devido á variação diferencial de temperatura.

3 Dimensionamento da Solução A em aço S355 NL

3.1 Propriedades

Para a obtenção das propriedades das secções foi necessário determinar qual a largura efetiva da laje de betão. Para tal utilizou-se a seguinte expressão presente no EC4 [7]:

$$b_{ef} = b_0 + \sum b_{ei} \quad (3)$$

onde:

- b_0 – Distância entre o centro dos conectores extremos
- b_{ei} – O menor valor entre $L_e/8$ e a largura geométrica
- L_e – Distância aproximada entre pontos de momento nulo

Entende-se por largura geométrica a distância entre um conector extremo e um ponto intermédio entre vigas ou um bordo livre.

As larguras efetivas da laje resultantes foram: 6,5 metros para secção de meio-vão e 3,32 metros para apoios.

A Tabela 2 apresenta as dimensões das vigas metálicas utilizadas.

Tabela 2 - Dimensões das vigas metálicas [mm]

Secção		Apoio	Meio-vão
Banzo Superior	L_s	700	700
	t_s	70	30
Alma	h_w	2440	2510
	t_w	25	16
Banzo inferior	L_i	1000	1000
	t_i	90	60

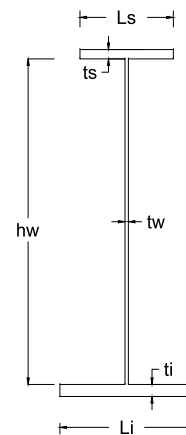


Figure 1 - Secção transversal das vigas metálicas

Foi também tido em conta a fluência no betão para o cálculo das propriedades a usar nos diferentes tipos de ações. Assim foram estabelecidos quatro modelos com diferentes coeficientes de homogeneização, nos quais se aplicação as correspondentes ações conforme se lista:

- Modelo 0 – Vigas de aço \Rightarrow Ação do peso próprio;
- Modelo 1 – Vigas de aço-betão a longo prazo \Rightarrow Ação das restantes cargas permanentes (RCP);
- Modelo 2 – Vigas de aço-betão a curto prazo \Rightarrow Ação das sobrecarga e variações diferenciais de temperatura;
- Modelo 3 – Vigas de aço-betão a longo prazo \Rightarrow Ação da retração.

Apresenta-se na Tabela 3 as propriedades associadas às secções metálicas ou mistas homogeneizadas dos vários modelos.

Tabela 3 - Propriedades das secções dos vários modelos

	Modelo 0		Modelo 1		Modelo 2		Modelo 3	
	Apoio	Vão	Apoio	Vão	Apoio	Vão	Apoio	Vão
$E_{c,i}$ [GPa] ⁽¹⁾	-	-	-	9,333	-	35,000	-	14,737
$n = E_{c,i} / E_s$	-	-	-	22,500	-	6,000	-	14,250
b_{eq} [m]	-	-	-	0,289	-	1,083	-	0,456
A_h [m ²]	0,200	0,107	0,228	0,214	0,228	0,467	0,228	0,268
Y_G [m]	1,048	0,781	1,258	1,706	1,258	2,277	1,258	1,920
I_y [m ⁴]	0,238	0,119	0,310	0,316	0,310	0,447	0,310	0,365
$W_{sup,laje}$ [m ³]	-	-	0,106	0,108	0,106	0,153	0,106	0,125
W_{sup} [m ³]	0,153	0,066	0,231	0,353	0,231	1,383	0,231	0,536
W_{inf} [m ³]	0,227	0,153	0,246	0,185	0,246	0,196	0,246	0,190

3.2 Classe das secções

Foi analisada, de acordo com a norma EN1993-1-1 [3], a classe dos diferentes elementos das vigas para os vários modelos utilizados. Apresenta-se nas Tabela 4 e 5 um resumo das classes obtidas para a secção de meio-vão e apoio, respetivamente, em função das esbeltezas e da posição da linha neutra.

Tabela 4 - Classe dos elementos na secção de meio-vão

	Modelo 0	Modelo 1	Modelo 2	Modelo 3
Banzo superior	classe 3	(2)	(2)	(2)
Alma	classe 4	classe 2 ⁽³⁾	classe 2 ⁽³⁾	classe 2 ⁽³⁾

(1) – O índice i é referente ao modelo a que o modo de elasticidade corresponde.

(2) – Nos modelos 1, 2 e 3 o banzo superior, por estar ligado à laje de betão, está impedido de encurvar localmente pelo que não se atribui uma classe a este elemento para estes modelos.

(3) – Embora a alma seja muito esbelta o facto da secção ser mista conduz a que a linha neutra se encontre na transição do banzo superior para a laje, o que faz com que a alma esteja praticamente toda tracionada, podendo ser classificada com classe 2. A limitação de extensão última do aço à tracção de $\epsilon_{yu} = 4 \epsilon_y$ faz com que esta secção tenha uma plastificação limitada.

Tabela 5 - Classe dos elementos na secção de apoio

	Modelo 0	Modelo 1	Modelo 2	Modelo 3
Banzo inferior	classe 1	classe 1	classe 1	classe 1
Alma	classe 3	classe 3	classe 3	classe 3

Visto se ter uma secção de classe 4 (modelo 0 no meio-vão) foram obtidas as propriedades efetivas desta (Tabela 6), as quais foram utilizadas na avaliação da segurança em serviço – cálculo de tensões.

Tabela 6 - Propriedades efetivas da secção de aço no vão

	Modelo 0
	Vão
A [m ²]	0,107
Y _G [m]	0,781
I _y [m ⁴]	0,119
W _{sup} [m ³]	0,065
W _{inf} [m ³]	0,152

Nas secções mista aço-betão sobre os apoios, a laje fissura, pelo que as propriedades foram obtidas para a viga de aço com duas camadas de armaduras longitudinais existentes na laje de $\phi 20//0,075$.

3.3 Definição das ações

As ações consideradas na verificação do tabuleiro são: o peso próprio da estrutura, as restantes cargas permanentes, a sobrecarga ferroviária, as variações de temperatura diferenciais lineares e a retração da laje de betão.

Para o peso próprio da estrutura utilizou-se os valores de projeto do peso médio das vigas de aço (20 kN/m), da laje de betão (104,3 kN/m) e majorou-se em 10% no peso das vigas para ter em consideração os reforços, os diafragmas e os contraventamentos. A restante carga permanente corresponde a 167,10 kN/m, incluindo todos os acabamentos no tabuleiro.

A sobrecarga ferroviária utilizada correspondeu ao comboio de mercadorias traduzido pelo modelo de carga LM71. A ponte em estudo apresenta duas vias pelo que a sobrecarga consiste em dois comboios tipo com uma ação individual representada pelo modelo LM71. Este modelo está definido na norma EN 1991-2 (Eurocódigo 1 parte 2 [8]) e consiste em quatro cargas concentradas de 250 kN e carga distribuída de 80 kN/m, repartidas conforme representado na Figura 6.

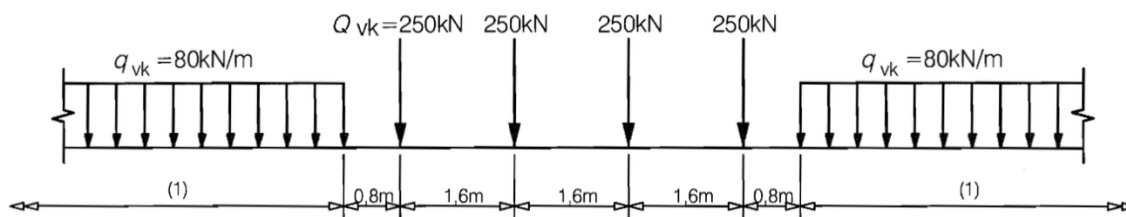


Figura 6 - Modelo de carga LM71

Esta ação deve ser majorada por um coeficiente para se ter em conta a componente dinâmica da passagem do comboio. Este coeficiente dinâmico é obtido através da expressão:

$$\phi = \frac{2,16}{\sqrt{L_\phi} - 0,2} + 0,73 \quad (4)$$

onde o comprimento de referência L_ϕ é dado pela multiplicação do comprimento medio dos vãos e um coeficiente que toma o valor de 1,5 para pontes com um número de vãos igual ou superior a cinco. Obteve-se assim um valor unitário para o coeficiente dinâmico.

A ação da variação diferencial de temperatura foi quantificada com recurso à norma EN1991-1-5 [9]. O anexo nacional desta norma define a utilização da abordagem 1 que consiste na aplicação de uma componente linear equivalente da variação diferencial de temperatura entre a face superior e inferior da secção transversal. Assim, pelo anexo nacional obteve-se a variação diferencial de temperatura para tabuleiros tipo 2 (tabuleiros mistos aço-betão). Este valor é multiplicado por um coeficiente para ter em consideração o efeito de proteção do balastro no caso do gradiente de temperatura positivo. Os valores obtidos são apresentados na Tabela 7.

Tabela 7 – Variações diferenciais de temperatura

	$\Delta T_{M,heat}$ (Face superior mais quente que inferior)	$\Delta T_{M,cool}$ (Face inferior mais quente que superior)
ΔT_{base}	15	15
k_{sur}	0,8	1,2
$\Delta T_{M,final}$	12	18

A retração consiste numa extensão de encurtamento da laje de betão que, por estar ligada às vigas através de conectores, provoca uma força de compressão no topo destas e, conseqüentemente, uma curvatura na secção mista. Deste modo é possível representar a retração quantificando esta curvatura, que se traduz por momentos flectores concentrados nas extremidades da zona mista do tabuleiro, a introduzir no modelo. Na zona sobre os apoios, pela existência de fissuração da laje de betão, a retração não produz o mesmo efeito. Na Figura 7 representa-se de forma esquemática o modelo da viga sujeita aos momentos flectores resultantes da ação da retração.



Figura 7 - Modelo 3 – efeito da retração

A força equivalente ao nível da laje foi estimada tendo considerado uma variação de temperatura de $\Delta T = -35^{\circ}\text{C}$ na laje que provoca uma extensão de encurtamento nesta semelhante à da retração. A extensão é dada pela multiplicação da variação de temperatura pelo coeficiente de dilatação térmica linear do betão ($\varepsilon_{ret} = \Delta T \cdot \alpha$), com $\alpha = 10^{-5} / ^{\circ}\text{C}$, que corresponde ao coeficiente de dilatação térmica linear do betão. Por sua vez, as tensões e a força provocadas no betão é, admitindo a indeformabilidade axial da viga e desprezando o efeito de curvatura imposta, estimada por:

$$\begin{cases} \sigma_{ret} = \varepsilon_{ret} \cdot E_{c,3} \\ F_{ret} = \sigma_{ret} \cdot A \end{cases} \quad (5)$$

Por fim, para calcular o momento flector, multiplica-se esta força pela distância entre o centro de massa da laje e o centro de gravidade da secção mista, obtendo-se $M_{ret} = 9015,1 \text{ kNm}$.

Para o dimensionamento do tabuleiro é necessário ter em consideração o efeito hiperestático resultante da retração, o qual se traduz pelo diagrama de momentos fletores da Figura 8.

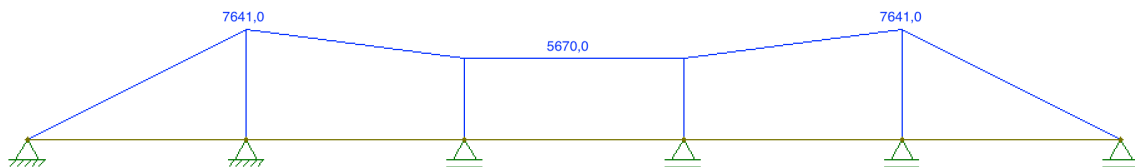


Figura 8 - Momentos fletores hiperestáticos da retração

Como se pode observar os momentos fletores provocados pela ação da retração são negativos pelo que só são condicionantes para as secções de apoio. Nas secções de vão eles não são considerados, tendo em conta que no início da entrada em serviço do tabuleiro, logo após o final da construção, ainda não se verificou a maior parcela do efeito da retração da laje.

3.4 Verificação dos Estados Limites Últimos (ELU) de resistência

3.4.1 ELU de resistência à flexão e esforço transversal

Os esforços atuantes em cada viga devido às diferentes ações que atuam no modelo estão representados na Tabela 8.

Tabela 8 - Esforços atuantes numa viga

		PP _{EM} & PP _{laje}	RCP	Sob	ΔT_{dif}	Retração	Comb. ELU
M _{Ed} [KN.m]	Vão	5049,4	7829,9	17795,3	3660,2	-	46484
	Apoio	-10935,4	-13318,7	-17831,9	-5490,2	-5670,0	-69210
V _{Ed} [KN]		1420,9	1879,9	2554,9	0,0	0,0	8236

No cálculo dos momentos flectores resistentes das secções do tabuleiro sobre os apoios não se teve em consideração a contribuição da alma, garantindo assim não haver interação entre esforço transversal e momento flector e, conseqüentemente, a utilização da resistência total da alma para o esforço transversal atuante. No caso das secções de vão, considerou-se a possibilidade de plastificação parcial da alma e a plastificação do banzo inferior. Deste modo, o momento flector resistente da secção não é condicionado pela cedência da primeira fibra da secção, mas sim pela primeira fibra de um elemento de classe 3 ou 4 atingir a cedência, ou no caso da alma da secção de vão quando se atingir a extensão limite $\epsilon_{yu} = 4 \epsilon_y$. Apresenta-se no Anexo A as tensões e extensões em ELU.

Para a determinação do esforço transversal resistente apenas se contabilizou a resistência da alma, desprezando a pequena contribuição que os banzos fornecem. Dada a esbelteza da alma foi tida em consideração a sua resistência total. A esbelteza normalizada da alma ao corte é obtida pela seguinte expressão:

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_w/t_w}{37,4 \cdot \epsilon \cdot \sqrt{k_\tau}} \quad (6)$$

O coeficiente k_τ é dado em função da relação a/h_w por:

$$k_\tau = \begin{cases} 4,00 + \frac{5,34}{(a/h_w)^2} & a/h_w \leq 1 \\ 5,34 + \frac{4,00}{(a/h_w)^2} & a/h_w > 1 \end{cases} \quad (7)$$

onde t_w e h_w referem à espessura e altura livre da alma respetivamente e a largura a se refere à distância entre reforços consecutivos. A resistência da alma ($V_{bw,Rd}$) incluindo a contribuição pós-crítica é então calculada através de:

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w \cdot f_{yw} \cdot h_w \cdot t_w}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}} \quad (8)$$

onde o coeficiente de segurança γ_{M1} toma um valor de 1,1 e o coeficiente de redução plástica χ_w foi determinado da seguinte forma:

$$\chi_w = \begin{cases} \eta, & \bar{\lambda}_w \leq 0,83/\eta \\ 0,83/\bar{\lambda}_w, & 0,83/\eta < \bar{\lambda}_w < 1,08 \\ 1,37/(0,7 + \bar{\lambda}_w), & 1,08 < \bar{\lambda}_w \end{cases} \quad (9)$$

O valor de η depende da classe do aço e toma o valor de 1,2 para aços de classe inferior ou igual a S460 e 1,0 para aços de classe superior. A resistência ao esforço transversal de uma alma é apresentada na Tabela 9.

Tabela 9 – Resumo do cálculo de $V_{bw,Rd}$ [kN]

h_w [mm]	2440
t_w [mm]	25
a [mm]	1875
h_w/t_w	97,6
k_τ	13,04
$\bar{\lambda}_w$	0,89
χ_w	0,93
$V_{bw,Rd}$ [kN]	10620

Como se pode verificar, os esforços resistentes, representados na Tabela 10, são superiores aos esforços atuantes da combinação fundamental (Tabela 8) sendo verificada a resistência ao estado limite último aos momentos flectores e esforço transversal.

Tabela 10 - Esforços resistentes (em valores absolutos)

	$V, M_{Ed,Apoio}$	$V, M_{Rd,Apoio}$	$V, M_{Ed,Vão}$	$V, M_{Rd,Vão}$
Momento flector [kN/m]	-69210	-72000	46484	74000
Esforço transversal [kN]	8236	10620	-	-

⁽⁴⁾ – A expressão de χ_w para $\bar{\lambda}_w > 1,08$ admite que se utilizam reforços de extremidade rígidos. Foi adotada esta expressão por se estar a analisar um tramo central com continuidade em ambas as extremidades, sendo então considerado como tendo reforços transversais rígidos, visto serem verificadas as condições de rigidez.

3.4.2 Verificação do efeito de encurvadura da alma – *Flange Induced Buckling*

A verificação ao *Flange Induced Buckling*, que consiste na verificação na não encurvadura da alma devido à força de desvio no seu plano, que lhe é introduzida pelos banzos em flexão. Esta verificação é feita de acordo com a norma EN 1993-1-5 [10], limitando a esbelteza da alma, a:

$$\frac{h_w}{t_w} \leq K \cdot \frac{E_s}{f_{yf}} \cdot \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}} \quad (10)$$

- h_w , t_w e A_w são, respetivamente, a altura, espessura e área da alma;
- f_{yf} é a tensão de cedência dos banzos;
- A_{fc} é o menor dos valores entre a área do banzo inferior ou a área do banzo superior somado da área homogeneizada da laje;
- E_s é o módulo de elasticidade do aço;
- K é um coeficiente que tem em conta se foi utilizado uma análise elástica ($K = 0,55$) ou uma análise plástica da resistência da secção ($K = 0,4$).

A Tabela 11 apresenta as verificações feitas para as secções de apoio e meio-vão. Os limites obtidos são superiores às esbeltezas da alma no vão e apoio, estando garantida a segurança.

Tabela 11 – Verificação do *flange induced buckling*

	Vão	Apoio
h_w/t_w	156,88	97,60
K	0,40	0,55
f_{yf} [MPa]	335	315
A_w [mm ²]	40160	61000
A_{fc} [mm ²]	60000	90000
limite	205,14	301,87

3.4.3 ELU de resistência à encurvadura

O ELU de encurvadura global das vigas por flexão-torção pode ocorrer por encurvadura do banzo inferior que se encontra comprimido na zona dos apoios. A verificação de segurança deste estado limite último consiste em garantir que o esforço axial no banzo comprimido não atinge o esforço axial crítico. Foram considerados dois modos de encurvadura: encurvadura de Euler entre os contraventamentos existentes e um outro modo de encurvadura que tem em consideração a rigidez lateral conferida pelos contraventamentos e diafragmas existentes.

O EC3-2 [11] possibilita a consideração de 1/3 da zona comprimida da alma para a verificação do banzo como coluna comprimida. Deste modo, a secção equivalente para verificar a segurança em relação à encurvadura está representada na Figura 9 e possui as propriedades resumidas abaixo.

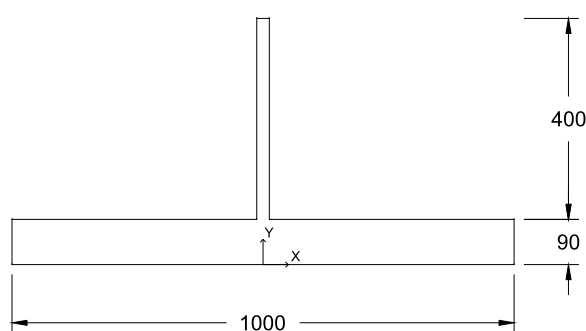


Figura 9 – Banzo inferior mais parte da alma [mm]

Tabela 12 – Propriedades equivalentes do banzo inferior mais parte da alma

I_x [cm ⁴]	73430,83
I_y [cm ⁴]	750052,08
A [cm ²]	1000,00
Y_G [cm]	6,95

Ao nível do banzo inferior existe um contraventamento que funciona como treliça rígida em K. Visto que esta treliça se liga às vigas nas meias distâncias entre diafragmas sucessivos, o comprimento de encurvadura do banzo a utilizar na carga crítica de Euler é metade da distância entre diafragmas ($L_{LT} = 0,5 \cdot 7,5$ m), tendo assim um esforço axial crítico de Euler dado por:

$$N_{cr}^1 = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{L_{LT}^2} = 1,15 \times 10^6 \text{ kN} \quad (11)$$

Para o segundo modo de encurvadura foi necessário recorrer a um modelo plano da secção transversal do tabuleiro para obter a rigidez lateral que é conferida pelos diafragmas e contraventamento em planta (Figura 10).

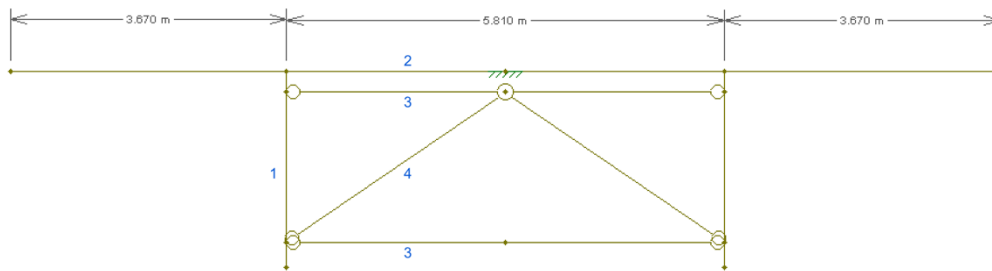
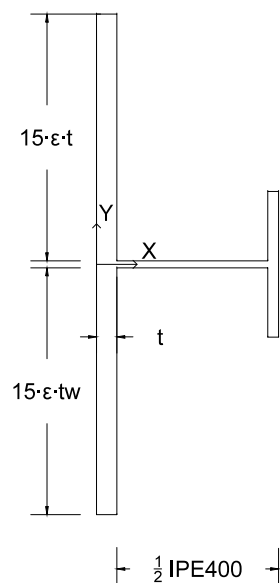


Figura 10 - Modelo de cálculo de rigidez lateral dos banzos inferiores

O elemento 1 representa o reforço soldado à alma da viga através do qual é feita a ligação da mesma ao diafragma. As propriedades deste elemento utilizadas no modelo têm em conta a secção transversal do reforço (meio IPE400) e de parte da alma da viga conforme EC3-1-5 (Figura 11). Apresenta-se também resumidamente na Tabela 13 as propriedades deste elemento que foram inseridas no modelo.

Tabela 13 - Propriedades equivalentes do elemento 1



I_x [cm ⁴]	49973,17
I_y [cm ⁴]	10330,40
A [cm ²]	194,99
X_G [cm]	4,68

Figura 11 – Geometria do elemento 1 – reforço transversal e largura equivalente da alma

A laje do tabuleiro está representada pelo elemento 2. Foi considerada no modelo a laje fendilhada visto ser condicionante a existência de fissuras sobre os apoios (Figura 12) por tornar este elemento mais flexível. Foi também, de forma conservativa, apenas considerado a armadura da laje que é comum em toda a largura desta – $\phi 12//0,15$.

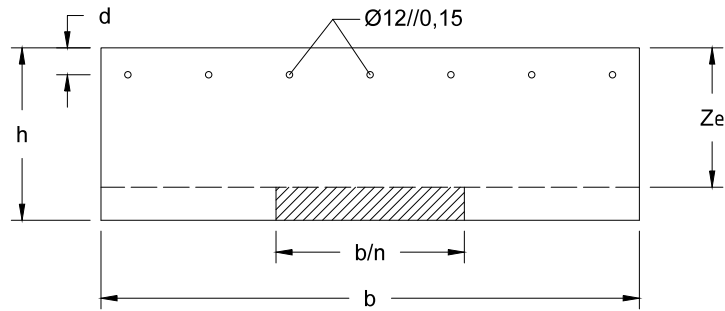


Figura 12 - Elemento 2

Tendo em consideração que:

- A posição da linha neutra elástica passa pelo centro de gravidade da secção homogeneizada;
- O betão não resiste á tração;
- Tem-se uma armadura distribuída $A_s = 754 \text{ mm}^2/\text{m}$;
- Considerando $n = \frac{E_s}{E_a/2} = 12$;
- Considerando uma largura de 1 m;
- O momento estático relativo a um eixo que passa no centro de gravidade da secção é nulo,

Tem-se:

$$A_s \cdot (Z_e - d) = \frac{b}{n} \cdot \frac{(h - Z_e)^2}{2} \Leftrightarrow Z_e = 25,86 \text{ cm} \quad (12)$$

$$A = \frac{b}{n} \cdot (h - Z_e) + A_s \cdot b = 58,73 \text{ cm}^2 \quad (13)$$

$$I = A_s \cdot (Z_e - d)^2 + \frac{b/n \cdot (h - Z_e)^3}{3} = 3,92 \times 10^3 \text{ cm}^4 \quad (14)$$

O terceiro e quarto elementos representam as barras pertencentes ao diafragma cuja secção está ilustrada nas Figuras 13 e 14 e as propriedades correspondentes na Tabela 14.

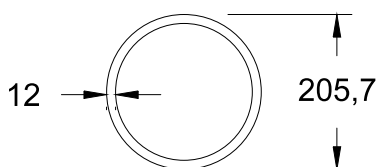


Figura 13 - Elemento 3 [mm]

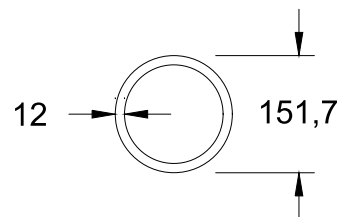


Figura 14 - Elemento 4 [mm]

Tabela 14 - Propriedades dos elementos 3 e 4

	Elemento 3	Elemento 4
I [cm ⁴]	8788,00	1294,26
A [cm ²]	73,02	52,66

Embora o modelo simule a resistência lateral da secção na zona dos diafragmas, este não tem em consideração a resistência que é introduzida pela treliça rígida existente ao nível do banzo inferior. Assim, para simular este contraventamento, foi introduzido uma mola na zona de ligação entre este com o diafragma (Figura 15).

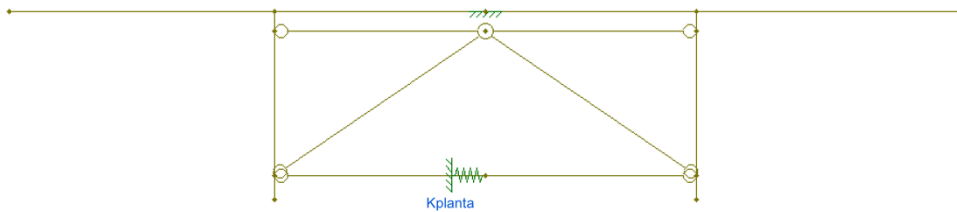


Figura 15 - Modelo com rigidez lateral da treliça correspondente ao contraventamento em planta

A rigidez da mola (K_{planta}) foi obtida através de outro modelo feito no programa (Figura 16) onde se aplicou uma força de 1000 kN na zona do diafragma mais próximo do apoio (por ser o diafragma em que o banzo inferior tem um esforço axial de compressão maior) e se retirou o deslocamento no sitio de aplicação da carga. A rigidez da treliça é então calculada dividindo a força aplicada pelo deslocamento ($K_{planta} = \frac{F}{\delta_{planta}} = \frac{1000}{7,044 \times 10^{-3}} = 141965 \text{ kN/m}$).

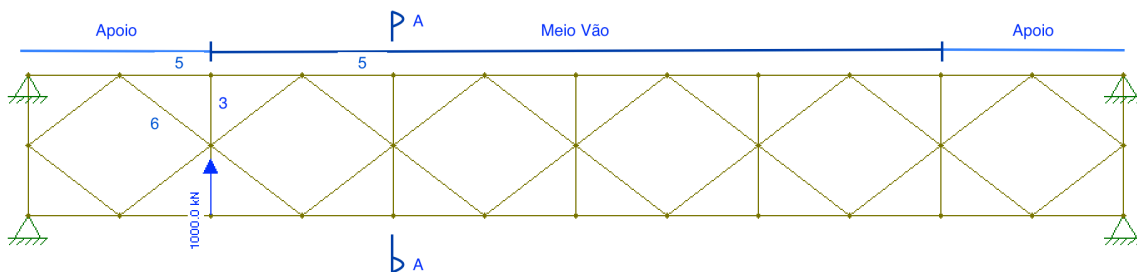


Figura 16 - Modelo de simulação da treliça rígida ao nível do banzo inferior correspondente ao contraventamento em planta

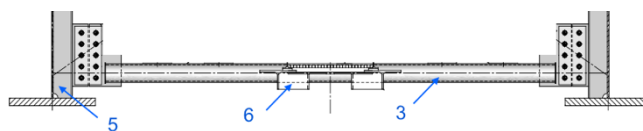


Figura 17 - Corte A-A da Figura 16

Uma vez que o modelo foi utilizado para cálculo da rigidez da treliça, foram apenas utilizados os elementos da zona inferior da secção (ao nível da treliça) como se verifica na Figura 17. As barras diagonais (6) do modelo simulam os constituintes da treliça que é formada por meio perfil HEA400. As barras verticais (3) representam os elementos do diafragma cuja secção já foi apresentada anteriormente. As barras 5 representam o banzo como coluna comprimida (banzo + 1/3 alma comprimida) já ilustrado na Figura 9 para a secção de apoio.

Uma vez completo o modelo aplicou-se uma força de 1000 kN no banzo inferior e obteve-se o deslocamento no sitio de aplicação da carga. Na Figura 18 está ilustrado a deformada devido a carga de 1000 kN. A Tabela 15 resume os parâmetros necessários ao cálculo do esforço axial crítico para este modo de encurvadura.

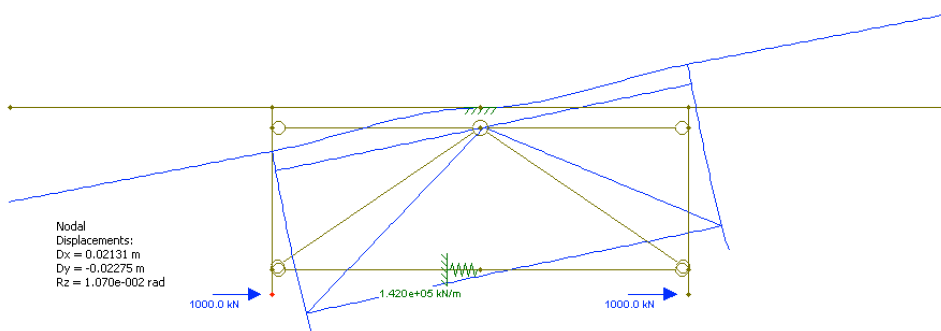


Figura 18 - Deformada do modelo para uma força aplicada no banzo de 1000 kN

Tabela 15 - Parâmetros para cálculo de N_{cr}^2

δ [m]	0,02131
$K_{cr} = \frac{1000}{\delta}$ [kN/m]	46926,3
Afastamento entre Diafragmas (a) [m]	7,5
$\beta = \frac{K}{a}$ [kN/m/m]	6256,84

Por fim o esforço axial crítico é obtido através da fórmula de Engesser:

$$N_{cr}^2 = 2 \cdot \sqrt{\beta \cdot E_s \cdot I_{z,banzo}} = 2 \cdot \sqrt{6256,84 \times 210 \times 7,5 \times 10^3} = 198540 \text{ kN} \quad (15)$$

Conhecendo o esforço crítico mais condicionante (menor dos valores N_{cr}^1 e N_{cr}^2) é necessário satisfazer a verificação de encurvadura do banzo como coluna comprimida ($N_{rd} > N_{Ed}$). O cálculo do esforço axial resistente está resumido na Tabela 16.

Tabela 16 - Cálculo de N_{Rd} do banzo inferior comprimido

$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{N_{Rk} / \min(N_{cr}^1; N_{cr}^2)}$	0,42
α (curva D)	0,76
\varnothing	0,67
χ_{LT}	0,84
$N_{Rd} = \chi_{LT} \cdot N_{Rk} / (\gamma_{M1} = 1,0)$	29740,20 kN

Adotou-se como esforço atuante para a verificação igual ao esforço resistente da secção de apoio. Assim, dividindo o momento flector resistente do apoio pela distância entre os centros dos banzos da viga obtém-se o esforço axial atuante no banzo inferior. Realça-se o facto de se ter sido conservativo ao utilizar na verificação o momento resistente visto as cargas atuantes criarem um momento inferior ao utilizado e ao desprezar a laje de betão armado no cálculo do braço para o cálculo do esforço axial. O esforço axial atuante obtido foi:

$$N_{Ed} = \frac{72000}{2,6 - 0,5 \cdot (0,09 + 0,07)} = 28571,4 < N_{Rd} \quad (16)$$

3.5 Verificação dos estados limites de serviço (ELS)

3.5.1 ELS de “respiração da alma” – *Web breathing*

A esbelteza da alma deve ser limitada para evitar vibrações excessivas que podem causar problemas de fadiga nas zonas de soldadura da alma aos banzos. A norma EN1993-2 [11] refere não ser necessário uma verificação específica do efeito de *Web Breathing* em placas que, como no caso da alma em estudo, apresentem reforços e cumpram o seguinte limite para pontes ferroviárias:

$$h_w / t_w \leq 55 + 3,3 \cdot L \quad \text{com } L \geq 20m \quad (17)$$

Os resultados obtidos para esta verificação são resumidos na Tabela 17, observando-se que são cumpridos os limites de esbelteza.

Tabela 17 - Verificação do efeito de *Web Breathing*

	Vão	Apoio
h_w / t_w	156,88	97,60
Vão L [m]	45,00	45,00
Limite de esbelteza	203,50	203,50

3.5.2 ELS de Deformação

O EC1-2 [8] não é claro relativamente aos limites de deformação para um tabuleiro ferroviário, pelo que são adotadas as regras da norma Suíça SIA 260 [12] que apresentam os seguintes limites:

- Limite de conforto: Deformação devido a uma ação de tráfego frequente ($\delta(\psi_1 Q_{k1})$) limitada a $L/500$;
- Limite de aparência: Deformação de longo prazo devido a carga permanente ($\delta(G_k)$) limitada a $\left(\frac{L}{700} - \omega_0\right)$ onde ω_0 representa contraflecha aplicada na estrutura.

A deformação a meio-vão do tramo central do modelo e os fatores de combinação ψ_1 associados a cada ação são apresentados na Tabela 18.

Tabela 18 – Deformações e fatores de combinação ψ_1

	$\delta(1/2 \text{ Vão})$ [mm]	ψ_1
PP _{EM} & PP _{laje}	26,56	-
RCP	16,40	-
Retração	8,06	-
LM71	40,8	0,70
ΔT_{dif}	2,13	0,60

A contraflecha adotada é de 60 mm, tendo assim as verificações:

- Conforto: $40,8 \times 0,7 + 2,13 \times 0,6 = 28,6 < 45000/500 = 90$ mm
- Aparência: $26,56 + 16,40 + 8,06 = 51,0 < 45000/700 - (-60) = 124,3$ mm

Conclui-se assim que as deformações verticais previsíveis do tramo tipo do tabuleiro ferroviário estão dentro dos limites impostos.

3.5.3 ELS de limitação de tensões

As tensões no ELS foram calculadas para uma combinação característica de ações tendo em consideração os seguintes aspetos:

- A largura efetiva da laje de betão;
- As propriedades associadas às diferentes ações, ou seja, tendo em conta a secção metálica para o peso próprio da estrutura e a secção mista com as propriedades dos diferentes modelos associados às ações correspondentes;
- Os esforços hiperestáticos provenientes da retração do betão apenas na secção em que estes esforços são condicionantes (secção de apoio);
- Inexistente a resistência do betão à tração (secção fissurada) e tendo em consideração a armadura da laje presente na largura efetiva;
- A não ocorrência de encurvadura local em serviço, que permite considerar para o cálculo das tensões as secções brutas das vigas;
- A sequencia de atuação das ações, ou seja, tendo em consideração que no instante de aplicação de uma ação a secção já apresenta tensões provenientes das ações que foram aplicadas anteriormente.

3.5.3.1 Limite de tensão no aço estrutural

De acordo com a norma EN1993-2 [11] as tensões no aço estrutural resultante da combinação característica devem ser limitadas a:

$$\sigma_{Ed,ser} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M,ser}} \quad (18)$$

O valor adotado para $\gamma_{M,ser}$ é unitário por ser o recomendado no EC3-2 [11]. Na Tabela 19 são apresentadas as tensões nos diferentes elementos das vigas de aço para a situação mais condicionante nas secções de apoio e meio-vão. No anexo B estão representadas as tensões no final da aplicação de cada aço.

Tabela 19 – Tensões de serviço nas vigas de aço estrutural

		Banzo Superior	Topo Alma	Base Alma	Banzo inferior
Momento Negativo	σ_{ser} [MPa]	238,0	225,9	-198,0	-213,6
	f_y [MPa]	335	355	-355	-283
	σ_{ser}/f_y	0,71	0,64	0,56	0,75
Momento Positivo	σ_{ser} [MPa]	-168,2	-164,0	179,6	187,8
	f_y [MPa]	355	355	355	355
	σ_{ser}/f_y	0,47	0,46	0,51	0,53

3.5.3.2 Limite de tensões no betão

O EC2-2 [13] limita a tensão em serviço do betão a $0,6f_{ck}$, para uma combinação característica de ações. A tensão máxima calculada na laje é na secção de meio-vão, visto no apoio esta se encontrar em tração, e tem um valor de $4,4 \text{ MPa} \ll 0,6 \times 40 = 24 \text{ MPa}$. Assim conclui-se que as tensões máximas instaladas na laje estão muito abaixo do limite imposto, como normalmente ocorre.

3.5.3.3 Limite de tensões nas armaduras da laje de betão

O EC2-2 [13] limita a tensão do aço em armaduras da laje para uma combinação característica de ações a:

$$\sigma_{s,ser} \leq 0,8f_{sk} \quad (19)$$

Não tendo em consideração a resistência do betão entre fendas obteve-se, para a secção de apoio:

Tabela 20 – Tensões limite para o aço em armaduras da laje

$\sigma_{s,ser}$ [MPa]	226,7
$0,8f_{sk}$ [MPa]	400
$\sigma_{ser}/(0,8 \cdot f_{sk})$	0,57

O que assegura que as tensões instaladas nas armaduras nas secções de apoio em serviço, estão abaixo do limite imposto.

3.6 Verificação do ELU de fadiga

São analisados à rotura por fadiga dois pormenores de soldadura que constituem normalmente os pormenores mais condicionantes neste tipo de tabuleiro misto aço-betão do tipo bi-viga de secção em I soldada: Ligação do reforço de alma ao banzo inferior a meio-vão; Ligação topo a topo do banzo inferior na zona de transição de apoio para meio-vão.

A segurança à fadiga é verificada segundo a norma EN1993-1-9 [14] através da seguinte inequação:

$$\gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma_{Ei} \leq \frac{\Delta\sigma_c}{\gamma_{Mf}} \quad (20)$$

Onde:

- γ_{Ff} é um coeficiente de segurança do efeito da ação e toma o valor $\gamma_{Ff} = 1,00$;
- γ_{Mf} é o fator de segurança para a resistência da fadiga. O valor adotado foi $\gamma_{Mf} = 1,15$;
- $\Delta\sigma_c$ é a categoria do detalhe que é referente à resistência do detalhe à fadiga após 2×10^6 ciclos;
- $\Delta\sigma_{Ei} = \lambda_1 \cdot \lambda_2 \cdot \lambda_3 \cdot \lambda_4 \cdot \Delta\sigma_{nom}$
- $\Delta\sigma_{nom}$ é a variação de tensão no detalhe em estudo quando existe a passagem de um veículo de fadiga (no caso presente e o comboio tipo de mercadorias LM71).

- λ_1 é um fator que depende do comprimento da linha de influência a meio-vão. No caso em estudo toma o valor de $\lambda_1 = 0,64$, para o vão de 45 m;
- λ_2 depende do tráfego por ano. O valor adotado foi $\lambda_2 = 1,0$;
- λ_3 depende da vida útil de projeto. Foi adotado um valor de $\lambda_3 = 1,0$;
- λ_4 é um fator que depende da razão entre variação da tensão no detalhe a verificar à fadiga devido à passagem de um comboio tipo LM71 ou de dois comboios do mesmo tipo. Visto a ponte em estudo apresentar duas faixas ferroviárias, é necessário analisar as duas situações. Como a secção é simétrica, na passagem de dois comboios a carga que irá para cada viga será a carga total de um comboio LM71. Na passagem de um comboio a divisão já não é tão clara, pelo que se utilizou os ábacos de Hambly [19] para obter a distribuição transversal de cargas nesta situação.

Apresenta-se na Tabela 21 as propriedades da ponte em estudo necessárias para a utilização dos ábacos de Hambly.

Tabela 21 - Propriedades para utilização dos ábacos de Hambly

L_e [m]	31,50
l [m]	5,80
I [m ⁴]	0,447
i [m ⁴]	0,00225
ν	0,20
C	0,0261

São então determinados os seguintes parâmetros:

$$\begin{cases} f = 0,12 \cdot \frac{i}{l^3} \cdot \frac{L^4}{I} = 3,05 \\ r = 5 \cdot \frac{G}{E} \cdot \frac{l}{i} \cdot \frac{C}{L^2} = 0,14 \end{cases} \quad (21)$$

Com estes parâmetros e consultando os ábacos de Hambly obteve-se que na passagem de um comboio do modelo LM71 a divisão das cargas entre as duas vigas seria 0,73/0,27. Assim é possível determinar a razão entre a variação de tensões numa viga pela passagem de um ou dois comboios e, conseqüentemente, o fator λ_4 .

$$\frac{\Delta\sigma_{1LM71}}{\Delta\sigma_{2LM71}} = \frac{0,73 \cdot LM71}{1 \cdot LM71} = 0,73 \quad \Rightarrow \quad \lambda_4 = 0,79 \quad (22)$$

Tem-se assim que um fator de dano equivalente $\lambda = \lambda_1 \cdot \lambda_2 \cdot \lambda_3 \cdot \lambda_4 = 0,51$.

3.6.1 Verificação da ligação soldada do reforço da alma ao banzo inferior

O pormenor de em estudo representado na Figura 19 (a) corresponde ao detalhe 7 do Quadro 8.4 da norma EN1993-1-9 [14] ilustrado na Figura 19 (b).

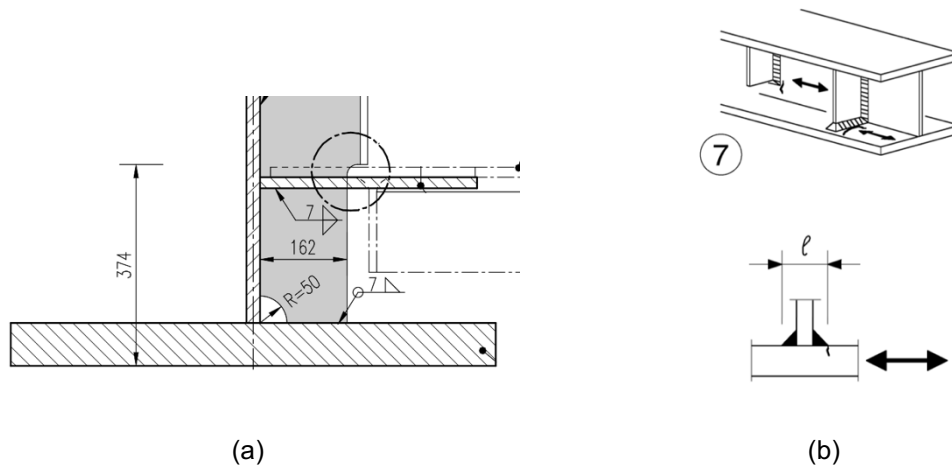


Figura 19 – (a) Pormenor de ligação em estudo (b) Detalhe 7 do Quadro 8.4 do EC3-1-9 [14]

A categoria do detalhe depende da espessura do reforço somada da largura da soldadura (l) - como esquematizado na Figura 19 (b). Para $l \leq 50 \text{ mm}$ tem-se uma categoria do detalhe $\Delta\sigma_c = 80 \text{ MPa}$.

Para calcular $\Delta\sigma_{real}$ obteve-se do modelo de análise a máxima variação de momento flector na secção de meio-vão pela passagem de um comboio LM71 e dividiu-se este valor de momento pelo módulo de flexão ao nível do centro geométrico do banzo inferior.

$$\Delta\sigma_{nom} = \frac{|M_{m\acute{a}x} - M_{m\acute{i}n}|}{I_y / (Y_{inf} - \frac{t_{fi}}{2})} = 122,86 \text{ MPa} \quad (23)$$

Obtém-se assim:

$$\Delta\sigma_{Ei} = \lambda \cdot \Delta\sigma_{nom} = 62,12 \text{ MPa} \quad (24)$$

A segurança à fadiga fica então verificada tendo em conta que:

$$\gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma_{Ei} \cdot \gamma_{Mf} = 1.15 \cdot 62.15 = 71,44 \leq \Delta\sigma_c = 80 \text{ MPa} \quad (25)$$

3.6.2 Verificação da ligação soldada topo a topo do banzo inferior

O pormenor em estudo está representado na Figura 20 (a) e corresponde ao detalhe 7 do Quadro 8.3 da norma EN1993-1-9 [14] ilustrado na Figura 20 (b).



Figura 20 – (a) Pormenor em estudo [1] (b) Detalhe 7 do Quadro 8.3 do EC3-1-9 [14]

O pormenor em estudo corresponde a um variação na espessura do banzo inferior e apresenta uma categoria do detalhe $\Delta\sigma_c = 90\text{MPa}$, quando se tem ligação soldada entre chapas até 25 mm. No entanto, para espessuras da chapa mais espessas que os 25 mm (como é o caso em que se tem 60 mm) o EC3-1-9 reduz a categoria do detalhe através de um fator k_s , dado por:

$$k_s = \left(\frac{25}{t}\right)^{0,2} = \left(\frac{25}{60}\right)^{0,2} = 0,84 \quad (26)$$

Recorrendo novamente ao modelo de análise, obteve-se a variação máxima de momentos flectores na secção de transição da secção de apoio para meio-vão, obtendo-se ao nível da linha média do banzo inferior em que existe a ligação soldada topo a topo:

$$\Delta\sigma_{nom} = 73,82\text{MPa} \quad \Rightarrow \quad \Delta\sigma_{Ei} = 37,32\text{MPa} \quad (27)$$

A segurança à fadiga fica então assegurada pela seguinte inequação:

$$\gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma_{Ei} \cdot \gamma_{Mf} = 42,92 \leq k_s \cdot \Delta\sigma_c = 75,54 \quad (28)$$

4 Dimensionamento da Solução B em S690 QL

4.1 Propriedades geométricas

Uma vez que o comprimento dos vãos e as propriedades geométricas da laje se mantêm e que os conectores cumprem os requisitos para permitir uma conexão total, as larguras efetivas da laje de betão são as mesmas que para o aço S355. Tem-se então uma largura efetiva de 6,5 metros para a secção de meio-vão e de 3,32 metros para a de apoio.

A determinação das dimensões dos constituintes das vigas para o aço S690 QL foi feita tendo em consideração que se pretende manter os esforços resistentes. As dimensões adotadas são resumidas na Tabela 22.

Tabela 22 - Dimensões das vigas metálicas para solução B

Secção		Apoio	Meio-vão
Banzo Superior	L_s	700	700
	t_s	40	25
Alma	h_w	2505	2540
	t_w	16	10
Banzo inferior	L_i	1000	1000
	t_i	55	35

Apresenta-se na Tabela 23 as propriedades a utilizar nos modelos 0, 1, 2 e 3 da solução B. Tal como para a solução A também foi considerada a fluência do betão nos modelos desta solução.

Tabela 23 - Propriedades brutas dos modelos 0, 1, 2 e 3 para a solução B

	Modelo 0		Modelo 1		Modelo 2		Modelo 3	
	Apoio	Vão	Apoio	Vão	Apoio	Vão	Apoio	Vão
$E_{c,i}$ [GPa]	-	-	-	9,333	-	35,000	-	14,737
$n = E_{c,i} / E_s$	-	-	-	22,500	-	6,000	-	14,250
b_{eq} [m]	-	-	-	0,289	-	1,083	-	0,456
A [m ²]	0,123	0,078	0,151	0,171	0,151	0,424	0,151	0,225
Y_{inf} [m]	1,025	1,015	1,343	1,964	1,343	2,439	1,343	2,156
I_y [m ⁴]	0,147	0,094	0,215	0,224	0,215	0,291	0,215	0,250
$W_{sup,laje}$ [m ³]	-	-	0,074	0,077	0,074	0,099	0,074	0,086
W_{sup} [m ³]	0,093	0,059	0,171	0,351	0,171	1,804	0,171	0,564
W_{inf} [m ³]	0,143	0,093	0,160	0,114	0,160	0,119	0,160	0,116

4.2 Classes das secções

São analisadas as classes dos diferentes elementos constituintes das vigas, tendo em conta as novas dimensões e o novo aço a ser utilizado (S690 QL), de acordo com a norma EN1993-1-1 [3]. Apresenta-se nas Tabela 24 e 25 as classes obtidas para a secção de meio-vão e apoio, respetivamente.

Tabela 24 - Classe dos elementos na secção de meio-vão

	Modelo 0	Modelo 1	Modelo 2	Modelo 3
Banzo superior	classe 4	(5)	(5)	(5)
Alma	classe 4	classe 3	classe 3	classe 3

Tabela 25 - Classe dos elementos na secção de apoio

	Modelo 0	Modelo 1	Modelo 2	Modelo 3
Banzo inferior	classe 4	classe 4	classe 4	classe 4
Alma	classe 4	classe 4	classe 4	classe 4

Visto existirem elementos de classe 4 é necessário determinar as secções efetivas. Apresenta-se na Tabela 26 as propriedades calculadas para as secções efetivas.

Tabela 26 - Propriedades das secções efetivas para a solução B

	Modelo 0		Modelo 1,2 e 3 ⁽⁶⁾
	Apoio	Vão	Apoio
A [m ²]	0,114	0,060	0,136
Y _{inf} [m]	1,084	0,706	1,435
I _y [m ⁴]	0,141	0,065	0,202
W _{sup,laje} [m ³]	-	-	0,069
W _{sup} [m ³]	0,093	0,035	0,173
W _{inf} [m ³]	0,130	0,093	0,141

(5) - Nos modelos 1, 2 e 3 o banzo superior, por estar ligado à laje de betão, está impedido de encurvar localmente pelo que não se atribui uma classe a este elemento para estes modelos.

(6) – Na secção de apoio apenas a armadura da laje contribui para a resistência uma vez que o betão não resiste à tração. Assim, a fluência do betão não tem qualquer influência nas propriedades desta secção e, visto a armadura ser igual nos 3 modelos, as propriedades são as mesmas para todos.

4.3 Ações

A ações na solução B são muito semelhantes às da solução A, apenas com algumas alterações:

- As restantes cargas permanentes, a sobrecarga e a variação diferencial de temperatura mantém-se iguais às utilizadas para o aço S355 NL uma vez que não dependem das características do material nem da geometria da secção;
- O peso próprio da estrutura metálica, embora ocorra uma pequena alteração devido às novas dimensões das vigas, foi considerado o mesmo. Realça-se que esta simplificação é do lado da segurança visto o volume de aço diminuir quando se utiliza o aço S690 QL;
- A laje de betão foi mantida igual à existente na solução A de modo a garantir uma comparação o mais direta possível entre a utilização dos aços S355 NL e S690 QL;
- Embora a extensão de encurtamento imposto na laje de betão se mantenha, por não haver nenhuma alteração nesta, o momento provocado pela retração do betão é diferente uma vez que o centro geométrico da secção mista é alterado pela nova geometria das vigas. O novo momento flector foi calculado e tem um valor de 6479,97 kNm.

4.4 Verificação dos Estados Limites Últimos (ELU) de resistência

4.4.1 ELU de resistência à flexão e esforço transversal

Faz-se observar que o facto de não se terem alterado os valores das ações para a maioria dos modelos não implica que os esforços se mantenham para a atuação dessas ações. O facto de serem alteradas as propriedades das secções ao longo do vão faz com que ocorra uma redistribuição de esforços em relação aos modelos da solução A. Assim, os esforços existentes nas secções de apoio e meio-vão para a solução B estão resumidos na Tabela 27.

Tabela 27 - Esforços atuantes numa viga para a solução B

		PP _{EM} & PP _{laje}	RCP	Sob	ΔT_{dif}	Retração	Comb. ELU
Momentos [KNm]	Vão	5301,90	7874,00	17690,90	2435,90	-	45632
	Apoio	-10682,90	-13274,60	-18188,40	-3653,80	-5697,00	-67701
Esforço Transverso [KN]		1420,90	1879,90	2998,90	0,00	0,00	8804

Tal como realizado na solução A, no cálculo dos momentos flectores resistentes das secções dos apoios não se teve em consideração a contribuição da alma, garantindo assim não haver interação entre esforço transversal e momento flector e, conseqüentemente, a utilização da resistência total da alma para o esforço transversal atuante. No entanto, o facto de apenas se ter elementos de classe 3 ou superior obrigou a uma análise totalmente elástica da secção e tendo em conta as propriedades efetivas. Apresenta-se no Anexo A as tensões e extensões em ELU.

Novamente foi calculada a resistência ao esforço transversal tendo em consideração apenas a alma e desprezando a pequena contribuição que os banzos têm para este efeito. Dada a esbelteza da alma foi tida em consideração a resistência pós-crítica da mesma.

Está resumido na Tabela 28 os cálculos efetuados para o cálculo da resistência ao esforço transversal.

Tabela 28 - Cálculo de $V_{bw,Rd}$ para a solução B

h_w/t_w	156,56
k_τ	13,53
$\bar{\lambda}_w$	1,95
χ_w	0,52
$V_{bw,Rd}$ [kN]	7503

A verificação ao estado limite último de resistência aos momentos flectores e ao esforço transversal nos apoios é então feita por:

- Flexão no apoio:

$$M_{Rd} = 74000 \text{ kNm} \geq M_{Ed} = 67701 \text{ kNm} \quad (29)$$

- Flexão no meio-vão:

$$M_{Rd} = 88500 \text{ kNm} \geq M_{Ed} = 45632 \text{ kNm} \quad (30)$$

- Esforço transversal no apoio:

$$V_{Rd} = 7503 \text{ kN} \not\geq V_{Ed} = 8804 \text{ kN} \quad (31)$$

A segurança ao esforço transversal não é satisfeita. O esforço transversal atuante utilizado para a verificação foi o do apoio, no entanto, o EC3-1-5 [10] permite que esta verificação do ELU quando se considera a redução da resistência plástica tendo em conta a encurvadura do painel, seja feita para um esforço atuante que se situe a uma distância do apoio dada por $\min(0,4a; 0,5d)$ em que a e d são, respetivamente, a maior e menor distância do painel de alma mais perto do apoio. Assim, o esforço atuante necessário para a verificação de segurança é: $V_{Ed} = 7857 \text{ kN}$. Visto que o esforço transversal continua demasiado elevado para se verificar a segurança torna-se necessário inserir um reforço transversal extra a meio do painel de alma que se situa mais perto da zona do apoio, para assegurar que $V_{Rd} = 11015 \text{ kN} > V_{Ed} = 7857 \text{ kN}$.

4.4.2 Efeito de encurvadura da alma - *Flange induced buckling*

É feita a verificação para o *flange induced buckling* através da mesma expressão utilizada na solução A dada pelo EC3-1-5 [10]:

$$\frac{h_w}{t_w} \leq K \cdot \frac{E}{f_{yf}} \cdot \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}} \quad (32)$$

Os resultados obtidos através desta expressão estão ilustrados na Tabela 29:

Tabela 29 - Verificação *flange induced buckling* segundo o EC3-1-5

	Vão	Apoio
h_w/t_w	254,00	156,56
K	0,55	0,55
f_{yf} [MPa]	690	690
A_w [mm ²]	25400	40080
A_{fc} [mm ²]	35000	55000
limite	142,60	142,89

Visto a esbelteza da alma ser consideravelmente superior à da solução A uma vez que se diminuiu a espessura da mesma esta verificação torna-se bastante mais condicionante para esta solução pelo que a segurança não é garantida. No entanto, a expressão utiliza simplificações que tornam o limite da razão h_w/t_w muito conservativo, tais como:

- É assumido que a tensão existente nos banzos é igual à tensão de cedência f_{yf} em toda a área dos mesmos quando na verdade a tensão presente nos banzos é inferior visto que o momento flector atuante na secção em ELU não é suficiente para sequer se atingir o momento flector resistente elástico da secção. Assim, a tensão máxima realmente presente no banzo comprimido é σ_{Ed} . Deste modo é possível substituir na expressão f_{yf} por σ_{Ed} ;
- No vão a existência da laje de betão oferece grande rigidez de flexão transversal ao banzo superior e em consequência também à alma, pelo que é prevenida a existência de encurvadura localizada no banzo superior e da zona superior da alma. Assim, a força de desvio a utilizar deve ser a que resulta da flexão do banzo inferior;
- A expressão é baseada numa secção em I simétrica sujeita somente a momento flector, o que conduz a considerar que a linha neutra se encontra a meio da secção para o cálculo da curvatura da secção, o que dificilmente se verifica nas secções mistas.
- E por fim, também a distribuição de momentos flectores é assumida constante (tal como as curvaturas) o que não corresponde à realidade, especialmente na zona dos apoios.

Foi então introduzido um fator β de modo a ter em consideração que o o banzo pode não estar plastificado no estado limite ultimo e que a posição da linha neutra h_i pode não estar a meio da secção $h/2$. A expressão alterada é então dada por:

$$\frac{h_w}{t_w} \leq K \cdot \frac{E}{\beta \cdot f_{yf}} \cdot \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}} \quad (32)$$

Em que o fator β é função das relações $\frac{h}{h_i}$ e $\frac{\sigma_{Ed}}{f_{yf}}$:

$$\beta = \frac{h}{3h_i} \cdot \left(\frac{\sigma_{Ed}}{f_{yf}} + 0,5 \right) \quad (33)$$

Por fim foi feita de novo a verificação utilizando o novo limite. Os cálculos feitos estão resumidos na tabela seguinte.

Tabela 30 - Verificação ao *flange induced buckling* tendo em consideração a posição da linha neutra e a tensão real instalada

	Vão	Apoio
h_w/t_w	254,00	156,56
K	0,55	0,55
σ_{Ed} [MPa]	690	636
h_i	2,44	1,34
β	0,53	0,92
A_w [mm ²]	25400	40080
A_{fc} [mm ²]	35000	55000
limite	267,54	169,00

Realça-se o facto de ter sido utilizado $K = 0,55$ em ambas as secções. Isto deve-se ao facto de o momento flector atuante não plastificar a secção. A segurança ao ELU de *flange induced buckling* fica então garantida.

4.4.3 ELU de encurvadura global das vigas

O ELU de encurvadura global das vigas por flexão-torção pode ocorrer por encurvadura do banzo inferior que se encontra comprimido na zona dos apoios. A verificação de segurança deste estado limite último consiste em garantir que o esforço axial no banzo comprimido não atinge o esforço axial crítico. Foram considerados dois modos de encurvadura: modo simétrico entre apoios do contraventamento em planta - encurvadura de Euler entre os contraventamentos existentes - e um outro modo antissimétrico de encurvadura que tem em consideração a rigidez lateral conferida pelos contraventamentos e diafragmas existentes.

O EC3-2 [11] possibilita a consideração de 1/3 da zona comprimida da alma para a verificação do banzo como coluna comprimida. Deste modo, a secção equivalente para verificar a segurança em relação à encurvadura e representada na Figura 21 e possui as propriedades resumidas abaixo.

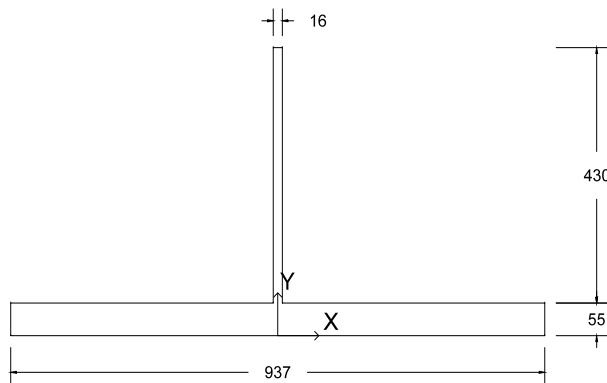


Figura 21 – Banzo comprimido para solução B (em mm)

Tabela 31 – Propriedades equivalentes do banzo inferior comprimido

I_x [cm ⁴]	47593,60
I_y [cm ⁴]	377065,77
A [cm ²]	584,15
Y_G [cm]	5,61

Ao nível do banzo inferior existe um contraventamento que funciona como treliça rígida em K. Visto que esta treliça se liga às vigas nas meias distâncias entre diafragmas sucessivos, o comprimento de encurvadura do banzo a utilizar na carga crítica de Euler é metade da distância entre diafragmas ($L_{LT} = 0,5 \cdot 7,5 \text{ m}$), tendo assim um esforço axial crítico de Euler dado por:

$$N_{cr}^1 = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{L_{LT}^2} = 555646 \text{ kN} \quad (34)$$

Para o segundo modo de encurvadura utiliza-se um modelo plano da secção transversal do tabuleiro para estimar a rigidez lateral que é conferida pelos diafragmas (Figura 22).

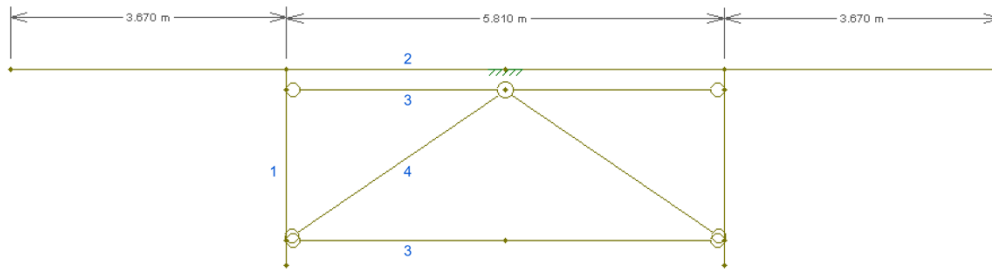


Figura 22 - Modelo para cálculo de rigidez lateral dos banzos inferiores

O elemento 1 representa o reforço soldado à alma da viga através do qual é feita a ligação da mesma ao diafragma. As propriedades deste elemento utilizadas no modelo têm em conta a secção transversal do reforço (meio IPE400) e de parte da alma da viga, conforme ilustrado na Figura 23. Apresenta-se também resumidamente na Tabela 32 as propriedades deste elemento que foram inseridas no modelo.

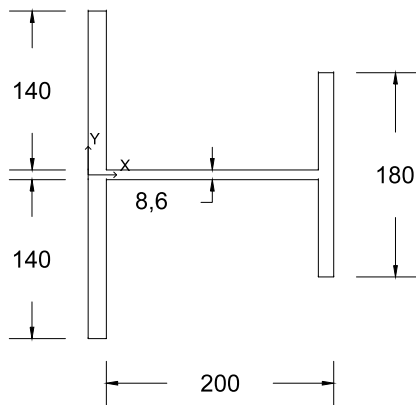


Tabela 32 - Propriedades equivalentes do elemento 1

I_x [cm ⁴]	3862,09
I_y [cm ⁴]	7059,47
A [cm ²]	86,52
X_G [cm]	8,33

Figura 23 – Geometria do elemento 1 – reforço transversal e largura equivalente da alma na solução B

A laje do tabuleiro está representada pelo elemento 2. Foi considerada no modelo a laje fendilhada visto ser condicionante a existência de fissuras sobre os apoios (Figura 24) por tornar este elemento mais flexível. Foi também, de forma conservativa, apenas considerado a armadura da laje que é comum em toda a largura desta – $\phi 12//0,15$.

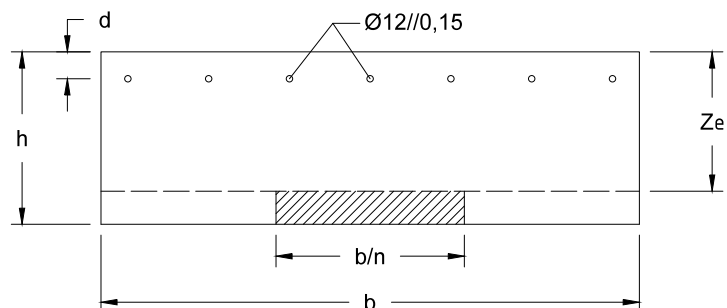


Figura 24 - Elemento 2 – Elemento de laje fissurada à flexão da solução B

Tabela 33 - Propriedades do elemento 2 da solução B

Z_e [cm]	25,86
I [cm ⁴]	3920
A [cm ²]	58,73

O terceiro e quarto elementos representam as barras pertencentes ao diafragma cuja secção está ilustrada nas Figuras 25 e 26 e as propriedades correspondentes na Tabela 34.

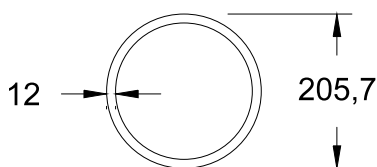


Figura 25 - Elemento 3 da solução B (em mm)

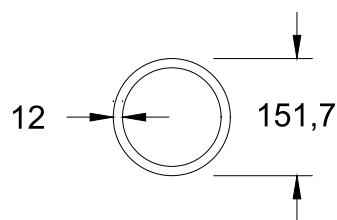


Figura 26 - Elemento 4 da solução B (em mm)

Tabela 34 - Propriedades dos elementos 3 e 4

	Elemento 3	Elemento 4
I [cm ⁴]	8788,00	1294,26
A [cm ²]	73,02	52,66

Embora o modelo simule a resistência lateral da secção na zona dos diafragmas, este não tem em consideração a resistência que é introduzida pela treliça rígida existente ao nível do banzo inferior. Assim, para simular este contraventamento, foi introduzido uma mola na zona de ligação entre este com o diafragma (Figura 27).

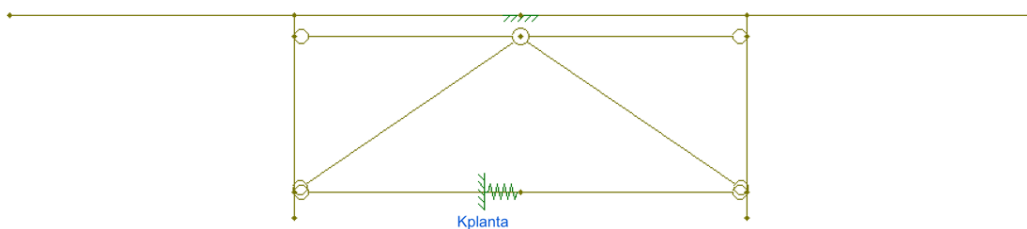


Figura 27 - Modelo com rigidez lateral da treliça correspondente ao contraventamento em planta

A rigidez da mola (K_{planta}) foi obtida através de outro modelo feito no programa (Figura 28) onde se aplicou uma força de 1000 kN na zona do diafragma mais próximo do apoio (por ser o diafragma em que o banzo inferior tem um esforço axial de compressão maior) e se retirou o deslocamento no sitio de aplicação da carga. A rigidez da treliça é então calculada dividindo a força aplicada pelo deslocamento ($K_{planta} = 130736 \text{ kN/m}$).

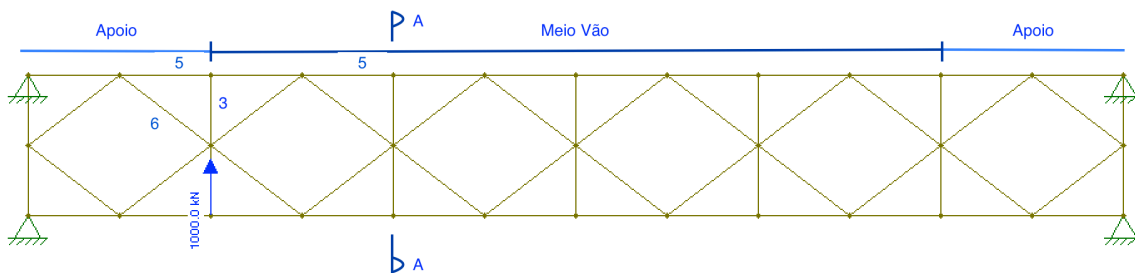


Figura 28 - Modelo de simulação da treliça rígida ao nível do banzo inferior do contraventamento em planta

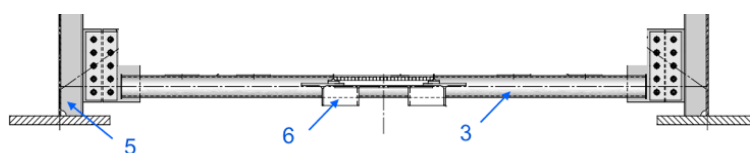


Figura 29 - Corte A-A da Figura 28

Uma vez que o modelo foi utilizado para cálculo da rigidez da treliça, foram apenas utilizados os elementos da zona inferior da secção (ao nível da treliça) como se verifica na Figura 29. As barras diagonais (6) do modelo simulam os constituintes da treliça que é formada por meio perfil HEA400. As barras verticais (3) representam os elementos do diafragma cuja secção já foi apresentada anteriormente. As barras 5 representam o banzo como coluna comprimida (banzo + 1/3 alma comprimida) já ilustrado na Figura 23 para a secção de apoio.

Uma vez completo o modelo aplicou-se uma força de 1000 kN no banzo inferior e obteve-se o deslocamento no sitio de aplicação da carga. Na Figura 30 está ilustrado a deformada devido a carga de 1000kN. A Tabela 35 resume os parâmetros necessários ao cálculo do esforço axial crítico para este modo de encurvadura.

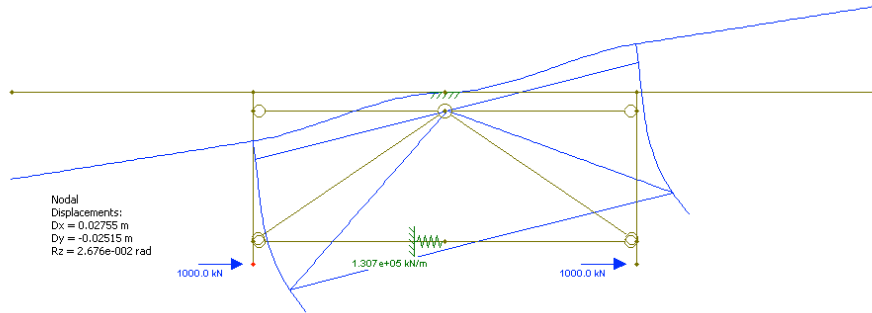


Figura 30 - Deformada do modelo para uma força aplicada no banzo de 1000 kN

Tabela 35 - Parâmetros para cálculo de N_{cr}^2

δ [m]	0,02755
$K_{cr} = \frac{1000}{\delta}$ [kN/m]	36297,6
Afastamento entre Diafragmas (a) [m]	7,5
$\beta = \frac{K_{cr}}{a}$ [kN/m/m]	4839,7

Por fim o esforço axial crítico é obtido através da fórmula de Engesser :

$$N_{cr}^2 = 2 \cdot \sqrt{\beta \cdot E_s \cdot I_{z,banzo}} = 2 \cdot \sqrt{4839,69 \times 210 \times 3,77 \times 10^3} = 123799 \text{ kN} \quad (35)$$

Conhecendo o esforço crítico mais condicionante (menor dos valores N_{cr}^1 e N_{cr}^2) é necessário satisfazer a verificação de encurvadura do banzo como coluna comprimida ($N_{rd} < N_{Ed}$). O cálculo do esforço axial resistente está resumido na Tabela 36.

Tabela 36 - Cálculo de N_{Rd} do banzo inferior comprimido

$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{N_{Rk} / \min(N_{cr}^1; N_{cr}^2)}$	0,57
α (curva D)	0,76
\varnothing	0,80
χ_{LT}	0,73
$N_{Rd} = \chi_{LT} \cdot N_{Rk} / (Y_{M1} = 1,0)$	29423,7 kN

O esforço atuante é obtido dividindo o momento flector resistente negativo da secção de apoio pela distancia entre os centros dos banzos da viga. A segurança do ELU de encurvadura lateral fica então garantida através da seguinte inequação:

$$N_{Ed} = \frac{74000}{2,6 - 0,5 \cdot (0,055 + 0,04)} = 28991,2 \text{ kN} < N_{Rd} = 29423,7 \text{ kN} \quad (36)$$

4.5 Verificação dos estados limites de serviço (ELS)

4.5.1 ELS de “respiração da alma” – *Web breathing*

A verificação ao *web breathing* foi mais uma vez efetuada seguindo a limitação imposta pela norma EN1993-2 [11]:

$$h_w/t_w \leq 55 + 3,3 \cdot L \quad \text{com } L \geq 20m \quad (37)$$

Os resultados obtidos estão ilustrados na Tabela 37.

Tabela 37 - Verificação ao *web breathing* para a solução B

	Vão	Apoio
h_w/t_w	254,00	156,56
Vão [m]	45,00	45,00
Limite	203,50	203,50

De acordo com a tabela acima a verificação não é satisfeita para a secção de meio-vão. De facto, como já exposto anteriormente para o ELU *flange induced buckling*, o aumento da esbelteza da alma é significativo na passagem da solução A para a B, tornando o *web breathing* condicionante em termos de segurança. Seria então necessário uma espessura da alma de pelo menos $t_w = 12,5$ mm para se satisfazer esta verificação de segurança.

4.5.2 ELS de Deformação

Recorrendo à norma Suíça SIA260 [12] foram analisados os seguintes limites de deformação, já apresentados para a solução A:

- Limite de conforto: Deformação devido a uma ação de trafego frequente ($\delta(\psi_1 Q_{k1})$) limitada a $L/500$;
- Limite de aparência: Deformação de longo prazo devido à carga permanente ($\delta(G_k)$) limitada a $\left(\frac{L}{700} - \omega_0\right)$ onde ω_0 representa contra-flecha aplicada na estrutura.

A deformação a meio-vão do tramo central do modelo e os fatores ψ_1 associados a cada ação estão representados na Tabela 38.

Tabela 38 - Deformações e fatores ψ_1 para solução B

	$\delta(1/2 \text{ Vão})$ [mm]	ψ_1
PP _{EM} /PP _{Iaje}	35,91	-
RCP	23,29	-
Retração	11,69	-
LM71	53,22	0,70
ΔT_{dif}	1,91	0,60

Manteve-se a contraflecha que se adotou na solução A (60 mm). A segurança fica verificada através das seguintes inequações:

- Conforto: $53,22 \times 0,7 + 1,91 \times 0,6 = 38,4 < 45000/500 = 90 \text{ mm}$
- Aparência: $35,91 + 23,29 + 11,69 = 70,89 < 45000/700 - (-60) = 124,29 \text{ mm}$

4.5.3 ELS de limitação de tensões

O calculo das tensões em serviço foi feito tendo em consideração, para além do já referido na solução A, que para certos modelos a secção é de classe 4 e, conseqüentemente, se tem de utilizar as propriedades efetivas.

4.5.3.1 Limite de tensões no aço estrutural

A tensão presente no aço estrutural em serviço, para uma combinação característica de ações deve ser limitada a:

$$\sigma_{Ed,ser} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M,ser}} \quad (38)$$

Foi utilizado $\gamma_{M,ser} = 1,0$ (valor recomendado no EC3-2 [11]). A Tabela 39 apresenta as tensões para a combinação do ELS dos diversos componentes das vigas. Em anexo (Anexo B) são apresentados os valores das tensões no fim da aplicação de cada carga.

Tabela 39 - Tensões de serviço no aço estrutural

		Banzo Superior	Topo Alma	Base Alma	Banzo inferior
Momento Negativo	σ_{ser} [MPa]	325,30	315,00	-328,80	-342,90
	f_y [MPa]	690	690	-690	-585
	σ_{ser}/f_y	0,47	0,46	0,48	0,59
Momento Positivo	σ_{ser} [MPa]	-515,10	-506,80	333,70	345,30
	f_y [MPa]	-690	-690	690	650
	σ_{ser}/f_y	0,75	0,73	0,48	0,53

4.5.3.2 Limite de tensões no betão

O limite admissível para a tensão do betão, para uma combinação característica de ações é:

$$\sigma_{Ed} \leq 0,6f_{ck} \quad (39)$$

A tensão máxima presente no betão obtida foi de 15,20 MPa. Tem-se assim a seguinte verificação de segurança para as tensões limites no betão:

$$\sigma_{Ed} = 15,20 \text{ MPa} \leq 0,6f_{ck} = 24 \text{ MPa} \quad (40)$$

4.5.3.3 Limite de tensão no aço das armaduras da laje de betão

O limite imposto pelo EC2-2 [13] para a tensão no aço de armaduras é:

$$\sigma_{s,ser} \leq 0,8f_{sk} \quad (41)$$

Desprezando a resistência do betão entre fendas obteve-se os seguintes valores para a verificação de segurança (Tabela 40):

Tabela 40 - Tensões limite para o aço de armaduras da laje

$\sigma_{s,ser}$ [MPa]	309,90
$0,8 f_{sk}$ [MPa]	400
$\sigma_{ser}/(0,8 \cdot f_{sk})$	0,775

A verificação às tensões de serviço fica assim assegurada. Realça-se que as tensões no betão e armadura de reforço da laje aumentaram significativamente da solução A para a B. Este aumento deve-se ao facto de se ter mantido a geometria da laje quando se alterou as dimensões da viga. Esta alteração fez com que contribuição da laje seja uma maior percentagem na secção mista, assim como das armaduras na secção metálica sobre os apoios e, conseqüentemente, os esforços resistidos pelo betão e pelas armaduras são superiores.

4.6 Verificação do ELU de fadiga

Estudaram-se os mesmos dois pormenores de ligações soldadas já apresentados para a solução A: ligação do reforço de alma ao banzo inferior a meio-vão e a ligação topo a topo do banzo inferior na zona de transição de apoio para meio-vão.

A verificação é feita através da inequação dada no EC3-1-9:

$$\gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma_{Ei} \leq \frac{\Delta\sigma_c}{\gamma_{Mf}} \quad (42)$$

Onde se adotou:

- $\gamma_{Ff} = 1,00$
- $\gamma_{Mf} = 1,15$
- $\Delta\sigma_{Ei} = \lambda_1 \cdot \lambda_2 \cdot \lambda_3 \cdot \lambda_4 \cdot \Delta\sigma_{nom}$
- $\lambda_1 = 0,64$
- $\lambda_2 = 1,0$
- $\lambda_3 = 1,0$

Para o calculo de λ_4 foi necessário a utilização dos ábacos de Hambly considerando agora os novos parâmetros associados às vigas de aço S690 (Tabela 41).

Tabela 41 - Propriedades para a utilização do ábaco de Hambly para a Solução B

L_e [m]	31,50
l [m]	5,80
I [m ⁴]	0,291
i [m ⁴]	0,00225
ν	0,20
C	0,0261

Obtiveram-se os seguintes parâmetros para a utilização dos ábacos:

$$\begin{cases} f = 0,12 \cdot \frac{i}{l^3} \cdot \frac{L^4}{I} = 4,68 \\ r = 5 \cdot \frac{G}{E} \cdot \frac{l}{i} \cdot \frac{C}{L^2} = 0,14 \end{cases} \quad (43)$$

Da consulta do ábaco de Hambly chega-se a uma divisão de cargas entre as vigas de 0,71/0,29 para a passagem de um comboio LM71. Consultando o quadro do EC3-1-9 referente ao coeficiente λ_4 tem-se:

$$\frac{\Delta\sigma_{1LM71}}{\Delta\sigma_{2LM71}} = 0,71 \quad \Rightarrow \quad \lambda_4 = 0,78 \quad (44)$$

O fator de dano equivalente é então dado por $\lambda = \lambda_1 \cdot \lambda_2 \cdot \lambda_3 \cdot \lambda_4 = 0,50$. Destaca-se que este fator não é muito influenciado pela mudança de geometria das vigas da solução A para a B. De facto, a diferença deste fator entre as soluções é inferior a 0,01.

4.6.1 Verificação da ligação soldada do reforço da alma ao banzo inferior

Relembra-se que o pormenor em estudo se adequa ao detalhe 7 do Quadro 8.4 do EC3-1-9 (Figura 31). O parâmetro l (espessura do reforço + largura das soldaduras) mantém-se inferior a 50 mm pelo que a categoria do pormenor é de $\Delta\sigma_c = 80$ MPa.

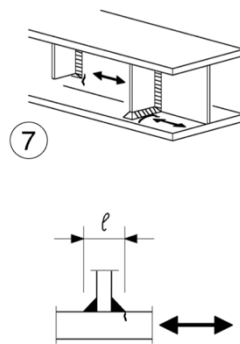


Figura 31 - Detalhe 7 do Quadro 8.4 do EC 3-1-9

Recorrendo modelo de análise obteve-se o valor de $\Delta\sigma_{real}$:

$$\Delta\sigma_{nom} = \frac{|M_{m\acute{a}x} - M_{m\acute{i}n}|}{I_y / (Y_{inf} - \frac{t_{fi}}{2})} = 203,54 \text{ MPa} \quad (45)$$

Obtém-se então:

$$\Delta\sigma_{Ei} = \lambda \cdot \Delta\sigma_{nom} = 101,60 \text{ MPa} \quad (46)$$

A verificação de segurança não é satisfeita uma vez que:

$$\gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma_{Ei} \cdot \gamma_{Mf} = 116,85 \not\leq \Delta\sigma_c = 80 \text{ MPa} \quad (47)$$

Visto a segurança à fadiga não ser verificada, torna-se necessário aumentar a espessura do banzo inferior para investigar qual a espessura mínima que satisfaz a verificação de segurança à fadiga para este pormenor. Apresenta-se as duas últimas interações feitas, correspondentes a uma espessura do banzo inferior de 55 e 60 mm para a secção de meio-vão. Foi analisada novamente a distribuição transversal de carga pelo método de Hambly visto a inércia da viga ter sido alterada, verificando-se que o coeficiente λ_4 se manteve.

4.6.1.1 Solução alternativa ($t_f = 55 \text{ mm}$)

Ao aumentar a espessura do banzo, a inércia da secção aumenta tendo assim uma variação de tensão devido a passagem do comboio inferior. Tem-se então sucessivamente:

$$\bullet \quad \Delta\sigma_{nom} = \frac{|M_{m\acute{a}x} - M_{m\acute{i}n}|}{I_y} = 141,06 \text{ MPa} \quad (48)$$

$$\bullet \quad \Delta\sigma_{Ei} = \lambda \cdot \Delta\sigma_{nom} = 70,42 \text{ MPa} \quad (49)$$

$$\bullet \quad \gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma_{Ei} \cdot \gamma_{Mf} = 80,98 \leq \Delta\sigma_c = 80 \text{ MPa} \quad (50)$$

A solução foi estudada apenas tendo em vista a resolução do problema da fadiga, contudo, como já foi visto anteriormente a espessura da alma tem de ser superior (12,5 mm no mínimo) para se verificar a segurança ao *web breathing*. Assim, aumentando a espessura da alma e do banzo inferior ao mesmo tempo poderia acontecer que a verificação de segurança fosse satisfeita. No entanto, no presente trabalho optou-se por analisar cada problema separadamente dos restantes pelo que esta solução não será suficiente para verificar a segurança à fadiga deste pormenor.

4.6.1.2 Solução alternativa ($t_f = 60 \text{ mm}$)

Para a espessura do banzo inferior de 60 mm obteve-se:

$$\bullet \quad \Delta\sigma_{nom} = \frac{|M_{m\acute{a}x} - M_{m\acute{i}n}|}{I_y} = 131,06 \text{ MPa} \quad (51)$$

$$\bullet \quad \Delta\sigma_{Ei} = \lambda \cdot \Delta\sigma_{nom} = 65,43 \text{ MPa} \quad (52)$$

$$\bullet \quad \gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma_{Ei} \cdot \gamma_{Mf} = 75,24 \leq \Delta\sigma_c = 80 \text{ MPa} \quad (53)$$

A segurança é então verificada para uma espessura do banzo inferior de 60 mm. Visto na solução A a viga já apresentar uma espessura de 60 mm no banzo inferior, a passagem para o aço S690 não contribuiu em nada para a eficácia em relação ao banzo inferior na secção de meio-vão, tendo em conta a resistência à fadiga.

4.6.2 Verificação da ligação soldada topo a topo do banzo inferior

Relembra-se que o pormenor corresponde ao detalhe 7 do Quadro 8.3 do EC3-1-9 (Figura 32).

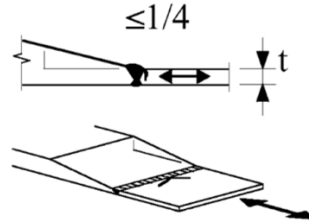


Figura 32 - Detalhe 7 do Quadro 8.3 do EC3-1-9

O fator de redução da tensão de fadiga para ter em conta o efeito de escala k_s é dado por:

$$k_s = \left(\frac{25}{t}\right)^{0,2} = \left(\frac{25}{55}\right)^{0,2} = 0,85 \quad (54)$$

A categoria do pormenor de ligação soldada apresenta $\Delta\sigma_c = 90 \cdot k_s = 76,5 \text{ MPa}$. Recorrendo ao programa de análise obteve-se:

$$\Delta\sigma_{nom} = 91,13 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \Delta\sigma_{Ei} = 0,78 \cdot 91,13 = 39,56 \text{ MPa} \quad (55)$$

As propriedades utilizadas para retirar os valores acima são os da secção de apoio, uma vez que se está a analisar a zona de transição do apoio para o meio-vão e a secção de apoio é a mais condicionante. A segurança à fadiga fica então assegurada pela seguinte inequação:

$$\gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma_{Ei} \cdot \gamma_{Mf} = 45,49 \text{ MPa} \leq k_s \cdot \Delta\sigma_c = 76,5 \text{ MPa} \quad (56)$$

5 Dimensionamento da Solução C em S690 QL

A solução C tem como objetivo melhorar os problemas que surgiram ao utilizar o aço S690 QL em vez de aço S355 NL nas vigas de secção soldada em I. Constata-se, pelo estudo das soluções A e B que a utilização do aço S690 melhora muito a resistência à flexão, mas que os ELU de resistência não são condicionantes em termos de definição final do dimensionamento das secções das vigas.

Assim, ao analisar as soluções estudadas anteriormente pôde observar-se que o uso de aço de alta resistência evidenciou que os critérios condicionantes no dimensionamento das vigas de secção soldada foram:

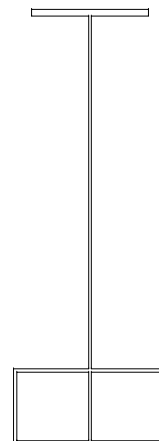
- 1) os critérios de estabilidade local associados ELU de encurvadura por esforço transversal e o efeito de *flange induced buckling* assim como,
- 2) o ELS de *web breathing*, mas especialmente
- 3) o ELU de fadiga.

Os dois primeiros são condicionados em muito pela esbelteza da alma. Visto que o aumento da espessura não torna a solução eficiente pois o objetivo do uso do aço mais resistente é precisamente o facto de ser necessário menos quantidade de aço. Assim, a solução alternativa seria diminuir a altura livre da alma.

O terceiro ponto resulta dos detalhes de fadiga que são utilizados, devendo procurar-se utilizar detalhes com uma categoria mais elevada (a que correspondem melhor comportamento à fadiga) e / ou procurar reduzir as variações de tensão nas ligações soldadas utilizadas. De facto, a fadiga evidenciou o problema para o pormenor de ligação do reforço da alma ao banzo inferior. Assim, se fosse possível “subir” a zona onde esta ligação é feita, esta verificação torna-se menos condicionante. Realça-se que existem pormenores de fadiga que não foram estudados neste trabalho que podem também ser condicionantes.

Tendo em conta os aspetos discutidos, é proposta uma nova geometria de viga conforme se ilustra na Figura 33.

Figura 33 - Novo modelo de viga para a solução C



Embora o modelo apresente melhora muito os problemas existentes na solução B, este modelo causa um novo problema de fadiga na zona de soldadura entre a parte inferior do “banzo” inferior e a alma. No entanto, o detalhe associado a esse pormenor apresenta uma categoria superior ao do pormenor de ligação entre o reforço da alma e o banzo inferior estudado nas soluções A e B.

5.1 Cargas e esforços

Embora os esforços variem entre a solução A e B, devido às diferentes propriedades das vigas, esta variação é muito pouco significativa como se pode observar pela Tabela 42 para a combinação do ELU. Assim, optou-se por manter para a solução C os esforços calculados para a solução B.

Tabela 42 - Comparação dos esforços das soluções A e B

	S355	S690	% da diferença
Momento meio-vão [kNm]	46484	45632	1,83%
Momento apoio [kNm]	69210	67701	2,18%
Esforço transversal [kN]	8236	8804	6,90%

5.2 Propriedades geométricas

Para o dimensionamento do novo modelo de viga repartiu-se esta em vários elementos tal como ilustrado na Figura 34.

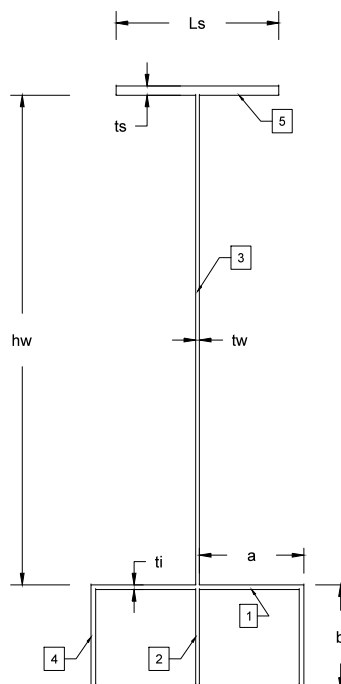


Figura 34 - Componentes da viga da solução C

Teve-se como objetivo que os elementos constituintes do banzo inferior fossem de Classe 3 ou inferior. Assim, optou-se pelas seguintes hipóteses iniciais para a secção de apoio:

- $a = b$, garantindo assim que os elementos 1 e 4 possam ambos ir até ao limite da Classe 3 sem passarem a Classe 4, com acorria no banzo inferior da Solução B, o que reduzia bastante a eficiência do banzo inferior quando este era comprimido; Para fixar este critério utilizou-se $t_i = 20 \text{ mm}$;
- $A_{\text{banzo, Solução C}}^{\text{Apoio}} = A_{\text{banzo, Solução B}}^{\text{Apoio}}$, tendo assim como ponto de partida a quantidade de aço utilizada na solução B. Deste modo, pretende-se melhorar as características da viga sem a necessidade de utilizar mais aço.

Para a secção de meio-vão adotou-se as mesmas dimensões a e b da secção de apoio e adota-se uma espessura t_i de modo que $A_{\text{banzo, Solução C}}^{\text{Meio Vão}} = A_{\text{banzo, Solução B}}^{\text{Meio Vão}}$. A adoção das mesmas dimensões de a e b para ambas as secções cria uma geometria que permite uma fácil transição da secção de apoio para meio-vão em termos construtivos.

Apresenta-se nas Tabelas 44 e 45 respetivamente, o dimensionamento e as propriedades brutas das secções das vigas da Solução C a utilizar nos diferentes modelos. Salienta-se que as dimensões efetivas da laje de betão mantêm-se em todas as secções transversais.

Tabela 43 - Dimensões da viga da solução C [mm]

Secção		Apoio	Meio-vão
Banzo Superior	L_s	700	700
	t_s	40	25
Alma	h_w	2110	2125
	t_w	16	10
Banzo inferior	a	450	450
	b	450	450
	t_i	20	15

Tabela 44 - Propriedades geométricas da viga da solução C

	Modelo 0		Modelo 1		Modelo 2		Modelo 3	
	Apoio	Vão	Apoio	Vão	Apoio	Vão	Apoio	Vão
$E_{c,i}$ [GPa]	-	-	-	9,333	-	350	-	14,737
$n = E_{c,i} / E_s$	-	-	-	22,500	-	6,0	-	14,250
b_{eq} [m]	-	-	-	0,289	-	1,083	-	0,456
A_h [m ²]	0,121	0,083	0,149	0,188	0,149	0,429	0,149	0,243
Y_G [m]	1,124	1,052	1,428	1,838	1,428	2,429	1,428	2,045
I_y [m ⁴]	0,127	0,086	0,188	0,250	0,188	0,284	0,188	0,286
W_{sup} [m ³]	0,086	0,055	0,160	0,328	0,160	1,661	0,160	0,515
W_{inf} [m ³]	0,113	0,081	0,131	0,136	0,131	0,117	0,131	0,140

5.3 Classe das secções

A classe das secções foi obtida seguindo o EC3-1 [3], sendo resumidas nas Tabela 45 e Tabela 46 para as secções de meio-vão e apoio, respetivamente.

Tabela 45 - Classe dos elementos na secção de meio-vão

Elemento	Modelo 0	Modelo 1	Modelo 2	Modelo 3
3	Classe 4	Classe 1	Classe 1	Classe 1
5	Classe 4	-	-	-

Tabela 46 - Classe dos elementos na secção de apoio

Elemento	Modelo 0	Modelo 1,2 e 3
1	Classe 3	Classe 3
2	Classe 3	Classe 3
3	Classe 3	Classe 4
4	Classe 3	Classe 3

Visto existirem secções de Classe 4 apresenta-se na Tabela 47 as propriedades efetivas correspondentes.

Tabela 47 - Propriedades efetivas da solução C

	Modelo 0 Vão	Modelo 1,2 e 3 apoio
A_h [m ²]	0,070	0,142
Y_G [m]	0,825	1,397
I_y [m ⁴]	0,061	0,185
W_{sup} [m ³]	0,035	0,153
W_{inf} [m ³]	0,074	0,132

5.4 Verificação dos Estados Limites Últimos (ELU) de resistência

5.4.1 ELU de resistência à flexão e esforço transversal

O cálculo dos momentos flectores resistentes foi feito através de uma análise elástica da secção considerando a resistência da alma nula na secção de apoio, obtendo-se as seguintes verificações de segurança:

- Flexão no apoio:

$$M_{rd} = 73346 \text{ kNm} \geq M_{Ed} = 67701 \text{ kNm} \quad (57)$$

- Flexão no meio-vão:

$$M_{rd} = 74164 \text{ kNm} \geq M_{Ed} = 45632 \text{ kNm} \quad (58)$$

Para garantir que não ocorre a encurvadura lateral do banzo inferior limitou-se a tensão de cedência deste elemento da viga a $\sigma_{ced} = \chi_{lt} \cdot f_y = 0,9 \times 690 = 621 \text{ MPa}$.

A alma mantém as mesmas dimensões que a da solução B, no entanto a altura útil desta diminui com a presença do novo banzo inferior, aumentando a sua resistência. Os cálculos efetuados estão resumidos de seguida:

$$a/h_w \leq 1 \Rightarrow k_\tau = 4 + \frac{5,34}{(a/h_w)^2} = 4 + \frac{5,34}{(0,888)^2} = 10,77 \quad (59)$$

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_{livre}/t_w}{37,4 \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_\tau}} = \frac{2110/16}{37,4 \times 0,584 \times \sqrt{10,77}} = 1,83 \quad (60)$$

$$\chi_w = 1,37 / (0,7 + \bar{\lambda}_w) = 0,54 \quad (61)$$

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w \cdot f_{yw} \cdot h_w \cdot t_w}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}} = \frac{0,54 \times 690 \times 2,54 \times 0,016 \times 10^3}{\sqrt{3} \times 1,1} = 7947,73 \text{ kN} \quad (62)$$

A verificação de segurança para o esforço transversal fica satisfeita tendo em consideração o esforço transversal que atua a uma distância de $\min(0,4a; 0,5d)$ do apoio, sem necessidade de aumentar a espessura da alma como ocorria na Solução B:

$$V_{bw,Rd} = 7947,73 \text{ kN} \geq 7857 \text{ kN} = V_{Ed} \quad (63)$$

5.4.2 Efeito de encurvadura da alma - *Flange induced buckling*

A verificação do *flange induced buckling* foi feita já tendo em consideração o fator β introduzido na solução B para ter em consideração a posição da linha neutra h_i . Tendo assim a seguinte expressão para a verificação de segurança:

$$\frac{h_w}{t_w} \leq K \cdot \frac{E}{\beta \cdot f_{yf}} \cdot \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}} \quad (64)$$

em que β é dado por $\beta = 0,5 \times \frac{h}{h_i}$. Realça-se que, ao contrário da solução B, não se teve em consideração a tensão real instalada nos banzos, adotando, de forma conservativa, a tensão máxima admissível (tensão de cedência). Os resultados obtidos estão ilustrados na Tabela 48.

Tabela 48 - Verificação do *flange induced buckling*

	Vão	Apoio
h_w/t_w	212,50	131,88
K	0,55	0,55
h_i [m]	2,43	1,40
β	0,54	0,93
A_w [mm ²]	21250	33760
A_{fc} [mm ²]	39900	53040
limite	228,27	143,51

Fica assim verificada a segurança a este estado limite último.

5.5 Verificação dos estados limites de serviço (ELS)

5.5.1 Web breathing

A verificação ao ELS de *web breathing* é feito através do seguinte limite:

$$h_w/t_w \leq 55 + 3,3 \cdot L \quad \text{com } L \geq 20 \text{ m} \quad (65)$$

Embora este limite seja igual ao da solução B e a alma não tenha sido alterada, como já foi referido anteriormente, a altura livre da alma é reduzida com a introdução do novo banzo inferior diminuindo a esbelteza desta. A verificação de segurança está resumida na Tabela 49.

Tabela 49 - Verificação do *web breathing* para a solução C

	Vão	Apoio
h_w/t_w	212,50	131,88
Vão [m]	45	45
Limite	203,50	203,50

Verifica-se que para a secção de meio-vão a segurança não é verificada por uma pequena margem, no entanto, existe uma considerável melhoria em relação à solução B. De facto, para esta solução bastaria uma espessura de $t_w = 10,5$ mm para se verificar a segurança enquanto que para a solução B é necessário, como já referido anteriormente, uma espessura de pelo menos 12,5 mm.

5.6 Verificação do ELU de fadiga

A introdução do novo banzo inferior cria, como já referido, um novo detalhe de fadiga a meio-vão. Assim, os detalhes a verificar são:

- Ligação do reforço de alma ao banzo inferior a meio-vão;
- Ligação da alma à zona inferior do novo banzo.

A inequação utilizada para a verificação de segurança é da tal como anteriormente dada por:

$$\gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma_{Ei} \leq \frac{\Delta\sigma_c}{\gamma_{Mf}} \quad (66)$$

Onde se adotou:

- Coeficientes de segurança: $\gamma_{Ff} = 1$; $\gamma_{Mf} = 1,15$;
- Fatores de dano equivalente: $\lambda_1 = 0,64$; $\lambda_2 = 1,0$; $\lambda_3 = 1,0$; $\lambda_4 = 0,78 \Rightarrow \lambda = 0,50$

5.6.1 Verificação da ligação soldada do reforço da alma ao banzo inferior

O pormenor em estudo, semelhante ao estudado nas soluções A e B, enquadra-se no detalhe 7 do Quadro 8.4 do EC3-1-9 (Figura 35), o qual apresenta para $l \leq 50 \text{ mm}$ (situação do pormenor em estudo) uma categoria de pormenor $\Delta\sigma_c = 80 \text{ MPa}$.

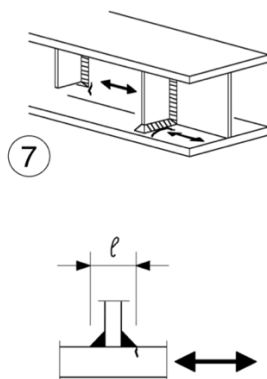


Figura 35 – Detalhe 7 do Quadro 8.4 do EC3-1-9

A partir dos momentos flectores obtidos no modelo de análise obteve-se:

$$\bullet \quad \Delta\sigma_{nom} = \frac{|M_{m\acute{a}x} - M_{m\acute{i}n}|}{I_y} = 171,21 \text{ MPa} \quad (67)$$

$$\bullet \quad \Delta\sigma_{Ei} = \lambda \cdot \Delta\sigma_{nom} = 85,47 \text{ MPa} \quad (68)$$

$$\text{A verifica\c{c}\~ao n\~ao \acute{e} satisfeita visto que } \gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma_{Ei} \cdot \gamma_{Mf} = 98,29 \not\leq \Delta\sigma_c = 80 \text{ MPa} \quad (69)$$

Refere-se contudo que esta solu\c{c}\~ao, embora n\~ao satisfa\c{c}\~a a seguran\c{c}\~a, \acute{e} menos condicionante que a da solu\c{c}\~ao B equivalente, ou seja, para a mesma quantidade de a\c{c}\~o no formato tradicional (solu\c{c}\~ao B) obteve-se uma varia\c{c}\~ao de tens\~ao superior - $\gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma_{Ei} \cdot \gamma_{Mf} = 116,85 \text{ MPa}$.

No entanto, visto que esta solu\c{c}\~ao continua a n\~ao verificar a seguran\c{c}\~a, torna-se necess\~ario aumentar a espessura do banzo inferior na sec\c{c}\~ao de meio-v\~ao at\~e se verificar a seguran\c{c}\~a deste pormenor \`a fadiga. Apresenta-se de seguida apenas alternativa final.

5.6.1.1 Solu\c{c}\~ao alternativa ($t_i = 20 \text{ mm}$)

Os c\~alculos efetuados para esta solu\c{c}\~ao e a verifica\c{c}\~ao de seguran\c{c}\~a est\~ao resumidos nos seguintes pontos:

$$\bullet \quad \Delta\sigma_{nom} = \frac{|M_{m\acute{a}x} - M_{m\acute{i}n}|}{I_y} = 136,84 \text{ MPa} \quad (70)$$

$$\bullet \quad \Delta\sigma_{Ei} = \lambda \cdot \Delta\sigma_{nom} = 68,31 \text{ MPa} \quad (71)$$

$$\bullet \quad \gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma_{Ei} \cdot \gamma_{Mf} = 78,56 \text{ MPa} \leq \Delta\sigma_c = 80 \text{ MPa} \quad (72)$$

5.6.2 Verificação da ligação soldada da alma ao novo banzo inferior

O pormenor em análise está esquematizado na Figura 36 (a) e corresponde ao detalhe 1 do Quadro 8.2 do EC3-1-9 (Figura 36 (b)), que apresenta uma categoria de pormenor de $\Delta\sigma_c = 125$ MPa.

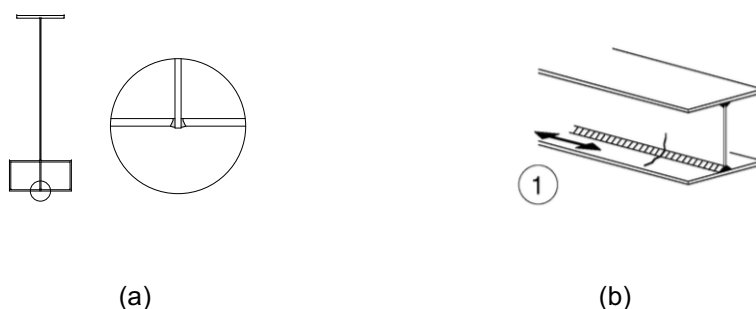


Figura 36 – (a) Pormenor de ligação do banzo inferior (b) Detalhe 1 do Quadro 8.2 do EC3-1-9 [14]

Este detalhe pode ocorrer ao longo de todo o vão, pelo que foi analisado para duas zonas possíveis condicionantes (por apresentarem maior variação de esforços). O cálculo dos parâmetros condicionantes está ilustrado nas Tabela 50 e Tabela 51:

- Zona do apoio

Tabela 50 – Variação de tensões para verificação à fadiga na secção de apoio

$\Delta\sigma_{\text{nom}}$	190,11
$\Delta\sigma_{\text{EI}}$	94,90

- Zona de meio-vão

Tabela 51 - Variação de tensões para verificação à fadiga na secção de meio-vão

$\Delta\sigma_{\text{nom}}$	167,39
$\Delta\sigma_{\text{EI}}$	83,56

A zona do apoio revela-se ser a mais condicionante e verifica a condição de segurança dado que:

$$\gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma_{\text{EI}} \cdot \gamma_{Mf} = 109,14 < \Delta\sigma_c = 125 \text{ MPa} \quad (73)$$

Nas soluções A e B foi também analisado a ligação topo a topo do banzo inferior na zona de transição de secções, no entanto, visto que as espessuras do banzo inferior são iguais a meio-vão e no apoio nesta solução, existe flexibilidade na zona onde esta soldadura será feita, pelo que se deve escolher a secção que seja menos condicionante em termos de variação de tensões.

5.7 Outras vantagens da solução C

A nova geometria do banzo inferior apresenta também a vantagem de poder ser preenchido com betão na zona do apoio, onde este banzo se encontra à compressão. Esta introdução de betão no banzo inferior impede a encurvadura local das paredes do tubo, se estiver ligada com conectores ao betão, apresentando várias vantagens:

- Pode-se ter espessuras inferiores para estes elementos uma vez que estes estão impedidos de encurvar;
- O betão comprimido ajuda na resistência da secção;
- Aumenta a resistência da encurvadura do banzo, nomeadamente na verificação de segurança relativamente à encurvadura lateral do efeito de *web breathing*;
- Permite que coeficiente χ_{lt} de encurvadura lateral do banzo inferior comprimido seja próximo de 1,0 no cálculo do momento flector resistente;
- A presença do betão cria uma maior inércia o que garante menores tensões instaladas na secção sendo favorável para a verificação à fadiga.

Foi por isso analisada qual será a espessura de aço a utilizar no banzo inferior da secção de apoio para se ter uma espessura total equivalente (betão normalizado mais espessura do banzo) igual a 20 mm (espessura que se verificou ser necessária). Para tal considerou-se o efeito da fluência do betão a tempo infinito para reduzir a contribuição do betão (i.e. $n=22,50$):

$$A_s + \frac{A_c}{n} = A_{\text{banzo, Solução C}}^{\text{Apoio}} \Rightarrow A_s = 36728 \text{ mm}^2 \Rightarrow t_i = 14 \text{ mm} \quad (74)$$

Ou seja, utilizando o preenchimento da secção tubular do banzo inferior com betão, e conectores para fazer a ligação às paredes do tubo, é possível reduzir a espessura de 20 mm para 14 mm.

6 Conclusões e Desenvolvimentos Futuros

6.1 Conclusões Gerais

Neste trabalho foi analisado o comportamento estrutural de tabuleiros ferroviários mistos aço-betão com vigas de aço de secção soldada. Utilizou-se como caso de estudo um tabuleiro de uma ponte construída recentemente (o viaduto Sul de acesso à ponte ferroviária sobre o Sado, em Alcácer do Sal) que utiliza um tabuleiro bi-viga I em aço S355 NL (solução A). Analisou-se uma alternativa com vigas I em aço de alta resistência S 690 QL (solução B), sem alterar as restantes características do tabuleiro – contraventamentos, diafragmas e laje de betão. Por fim, estudou-se uma solução de vigas do tabuleiro em aço de alta resistência S 690 QL (solução C), em que se alterou a geometria das vigas I com o objetivo de melhorar alguns aspetos estruturais da solução B, que se verificaram ser condicionantes na verificação de segurança.

O uso de vigas I de secção soldada em aço de alta resistência S 690 QL permite que, para a mesma resistência última à flexão, seja necessária uma menor quantidade de aço. No entanto, as vigas apresentam maior esbelteza criando problemas de encurvadura local das placas que compõem as almas e os banzos comprimidos, como, no caso das almas: 1) a resistência de pós-encurvadura ao esforço transversal, 2) o *web breathing* e 3) o *flange induced buckling*, e dos banzos e ligações soldadas dos reforços aos banzos a de verificação à fadiga. Estes efeitos acabam por determinar que seja necessário utilizar uma totalidade de aço superior à que seria necessária para assegurar a resistência última da secção para esforços atuantes.

Relativamente às tensões em serviço existe um aumento destas tanto na laje de betão (secção de meio vão) como nas armaduras de reforço (secção de apoio) ao passar do aço S355 NL para o aço S690 QL – 4,4 MPa para 15,2 MPa no betão e 226,7 MPa para 309,9 MPa nas armaduras. No entanto, as tensões existentes para a solução B ainda se encontram longe de atingir o limite dados para as tensões em serviço nos Eurocódigos: de 24 MPa (betão) e 400 MPa (armaduras). As tensões nas vigas metálicas, abaixo da tensão de cedência do aço utilizado são sempre asseguradas, com uma margem de segurança muito maior quando se utilizam os aços de alta resistência.

Uma análise idêntica pode ser feita para as deformações, observando-se um aumento da flecha a meio-vão na passagem da solução A para a B – deformação devido à ação de tráfego frequente: 28,6 mm \Rightarrow 38,4 mm; deformação devido à ação permanente: 51,0 mm \Rightarrow 70,9 mm. No entanto, este aumento já era espectável visto a inércia das secções diminuir, e encontra-se dentro dos limites exigidos pela SIA 260 [12] – conforto: 90 mm; aparência: 124,3 mm.

Verificou-se que a utilização de uma secção tubular no banzo inferior das vigas, no caso da solução C permitem uma aplicação mais eficiente do aço de alta resistência, possibilitando a segurança da estrutura utilizando uma menor quantidade de aço.

De forma a comparar as soluções estudadas determinou-se, para cada solução, a quantidade de aço utilizada num vão em cada solução. Determinou-se também qual a percentagem de aço economizada ao utilizar as soluções com o aço S690 QL em vez da solução tradicional de aço S355 NL. Os resultados obtidos são resumidos nas Tabelas 55 e 56. Nas três soluções os reforços, diafragmas e contraventamentos do banzo inferior foram considerados idênticos, pois nestes elementos as reduções de aço associadas ao aumento da resistência são pouco significativas, tendo em consideração que o seu dimensionamento é mais condicionado pela rigidez necessária.

Tabela 52 - Comparação das quantidade de aço estrutural entre a solução A e B para um vão tipo

	Solução A	Solução B	Redução de aço em %
Área da secção de apoio [cm ² /m]	4000,0	2462	38%
Área da secção de meio-vão [cm ² /m]	2148,0	2054	4%
Reforços e contraventamentos [10 ³ cm ²]	1722,522	1722,522	0%
Peso de um vão tipo [ton]	109,0	90,4	17%
Peso por m ² de área de laje [kg/m ²]	186,4	154,5	17%

Tabela 53 - Comparação das quantidade de aço estrutural entre a solução A e C para um vão tipo

	Solução A	Solução C	Redução de aço em %
Área da secção de apoio [cm ² /m]	4000,0	2428,0	39%
Área da secção de meio-vão [cm ² /m]	2148,0	1912,0	11%
Reforços e contraventamentos [10 ³ cm ²]	1722,522	1722,522	0%
Peso de um vão tipo [ton]	109,0	86,5	21%
Peso por m ² de área de laje [kg/m ²]	186,4	147,9	21%

Obtêm-se assim reduções entre 17% e 21% das quantidades de aço utilizadas num tramo tipo do tabuleiro ferroviário de via dupla analisado, quando se utiliza o aço S690 QL em substituição do tradicional aço S355 NL. Para esta redução contribui em muito maior percentagem as seções de apoio em que a utilização de um aço de alta resistência permite uma redução significativa das espessuras dos banzos (mas também da alma) das vigas principais que formam o tabuleiro.

6.2 Desenvolvimentos Futuros

A realização do dimensionamento de um tabuleiro ferroviário misto aço-betão para três situações distintas permitiu identificar um conjunto de aspectos que merecem um desenvolvimento em trabalhos futuros, nomeadamente:

- 1) A verificação de todos os outros critérios definidos regulamentarmente, e que podem de algum modo ter influência nas soluções propostas;
- 2) O dimensionamento dos diafragmas e contraventamentos tubulares, em que se manteve a geometria da solução A, para as soluções B e C, apenas alterando a qualidade do aço, e que eventualmente permitem algumas reduções das espessuras dos tubos utilizados;
- 3) A verificação à fadiga de todos os detalhes das ligações soldadas existentes nas vigas de secção soldada;
- 4) O estudo de outras geometrias possíveis das vigas, com banzos de secção tubular circular; reforços verticais mais próximos entre si; reforços longitudinais das almas, para reduzir a altura dos painéis, ou outras soluções, que permitam ainda melhorar o comportamento estrutural de estabilidade e resistência à fadiga;
- 5) Por fim, realizar um estudo semelhante para tabuleiros rodoviários e ferroviários, com outros vãos, avaliando os ganhos de aço que são conseguidos em cada caso, e identificando os critérios de dimensionamento mais condicionantes.

Referências bibliográficas

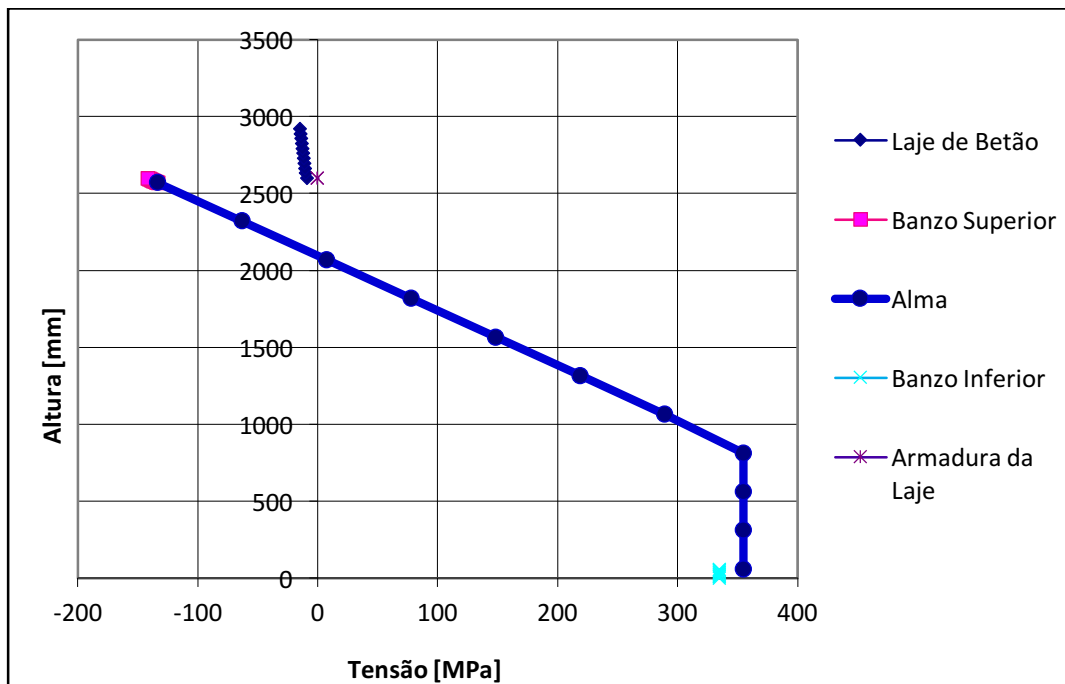
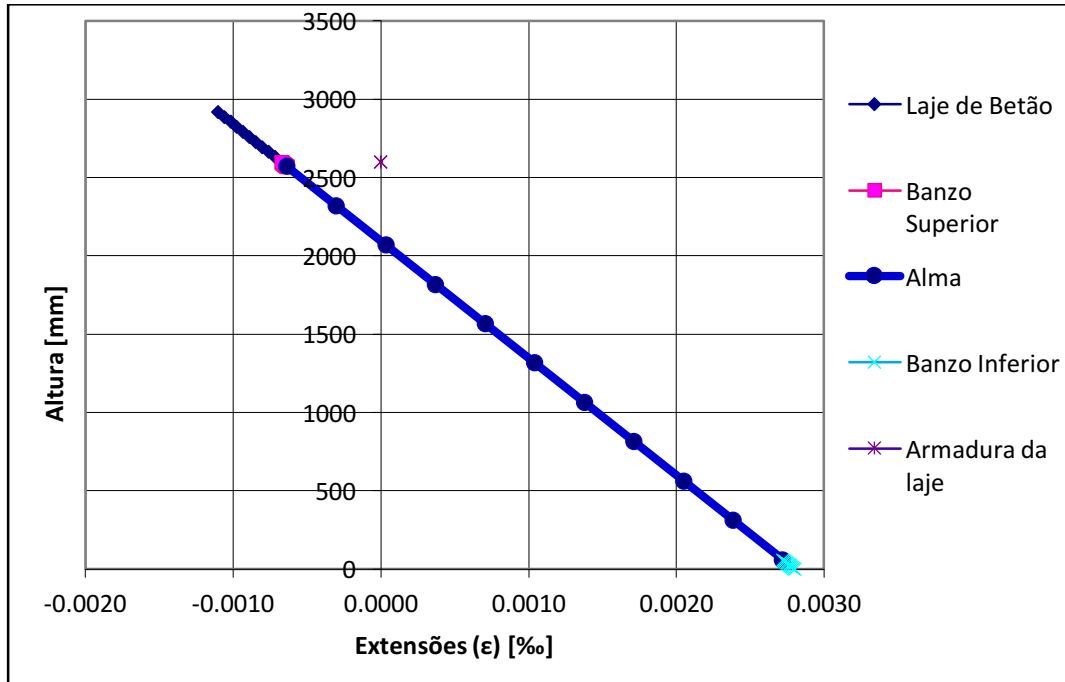
- [1] GRID Consultas, Estudos e Projectos de Engenharia. *Linha do Sul: Variante entre a Estação do Pinheiro e o km 94. Projecto de Execução: Peças desenhadas*. Lisboa, Setembro de 2006.
- [2] EM 1992-1-1. *Eurocode 2 - Design of concrete structures – part 1.1: General rules and rules for buildings*. CEN. Brussels, December 2004.
- [3] EN 1993-1-1. *Eurocode 3 – Design of steel structures - Part 1.1: General rules and rules for buildings*. CEN. Brussels. June 2004.
- [4] RPX-95 – Recomendaciones para el proyecto de puentes mixtos para carreteras. Ministerio de Fomento, Secretaría de Estado de Infraestructuras y Transportes, Dirección General de Carreteras. 1996.
- [5] EN 1993-1-12. *Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-12: Additional rules for the extension of EN 1993 up to steel grades S 700* CEN. Brussels, February 2006.
- [6] EN 1990:2002/A1. *Eurocode – Basis of structural design*. CEN. Brussels, December 2005
- [7] EN 1994-1-1. *Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings*. CEN. Brussels, December 2004.
- [8] EM 1991-2. *Eurocode 1: Actions on structures – Part 2: Traffic loads on bridges*. CEN. Brussels. September 2003.
- [9] EN 1991-1-5. *Eurocode 1: Actions on structures – Part 1-5: General actions – Thermal actions*. CEN. Brussels, November 2003.
- [10] EN 1993-1-5. *Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-5: Plated structural elements*. CEN. Brussels, September 2005.
- [11] EN 1993-2. *Eurocode 3: Design of steel structures – Part 2: Steel Bridges*. CEN. Brussels, October 2006.
- [12] SIA 260. *Bases pour l'élaboration des projets de structures porteuses*. Société suisse des ingénieurs et des architectes. 2003.
- [13] EN 1992-2. *Eurocode 2: Design of concrete structures – Concrete bridges – Design and detailing rules*. CEN, Brussels, October 2005.
- [14] EN 1993-1-9. *Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-9: Fatigue*. CEN. Brussels, May 2005.
- [15] EN 1994-2. *Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures – Part 2: General rules and rules for bridges*. CEN. Brussels, October 2005.
- [16] Camotim, Dinar. “Estruturas Metálicas e Mistas”, *Instituto Superior Técnico*, 1º Semestre, 2015-2016, Apontamentos da disciplina.
- [17] Virtuoso, Francisco. “Dimensionamento de Estruturas Metálicas – Vigas de alma cheia”, *Instituto Superior Técnico*, Maio 2009, Apontamentos da disciplina.
- [18] Calado, Luís e Santos, João. “Estruturas Mistas de Aço e Betão”, *IST PRESS*, 2ª edição, Novembro 2013.
- [19] Edmund C. Hambly. *Bridge deck behavior*. Chapman and Hall, 1976.

Anexos

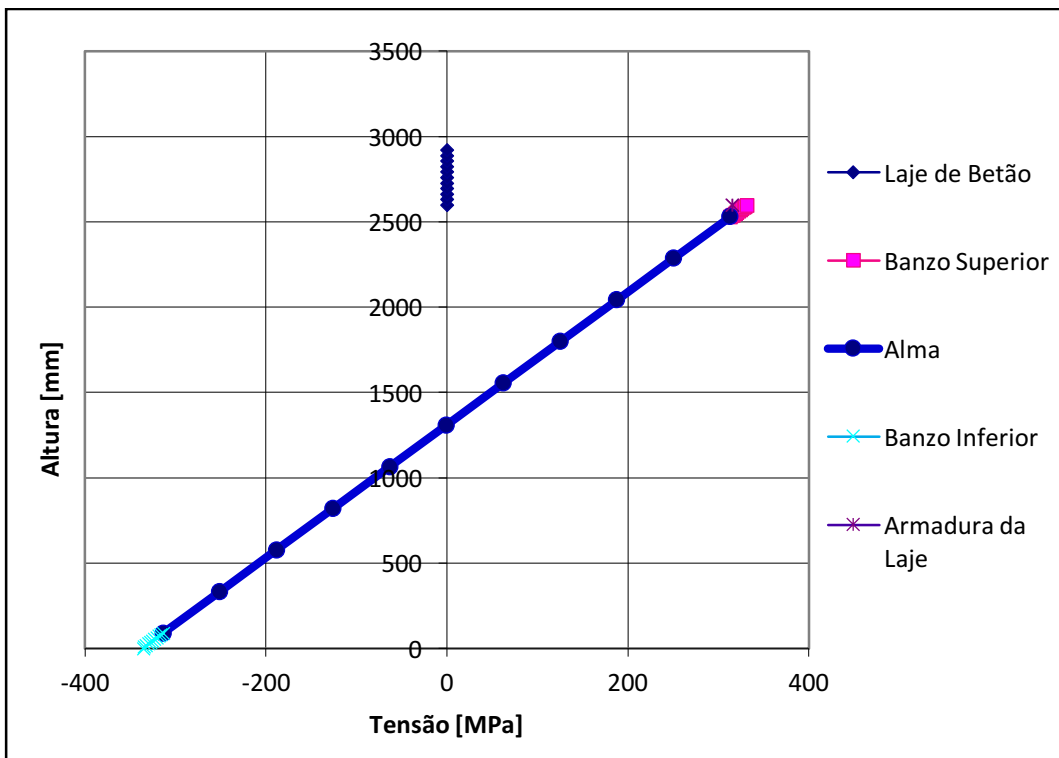
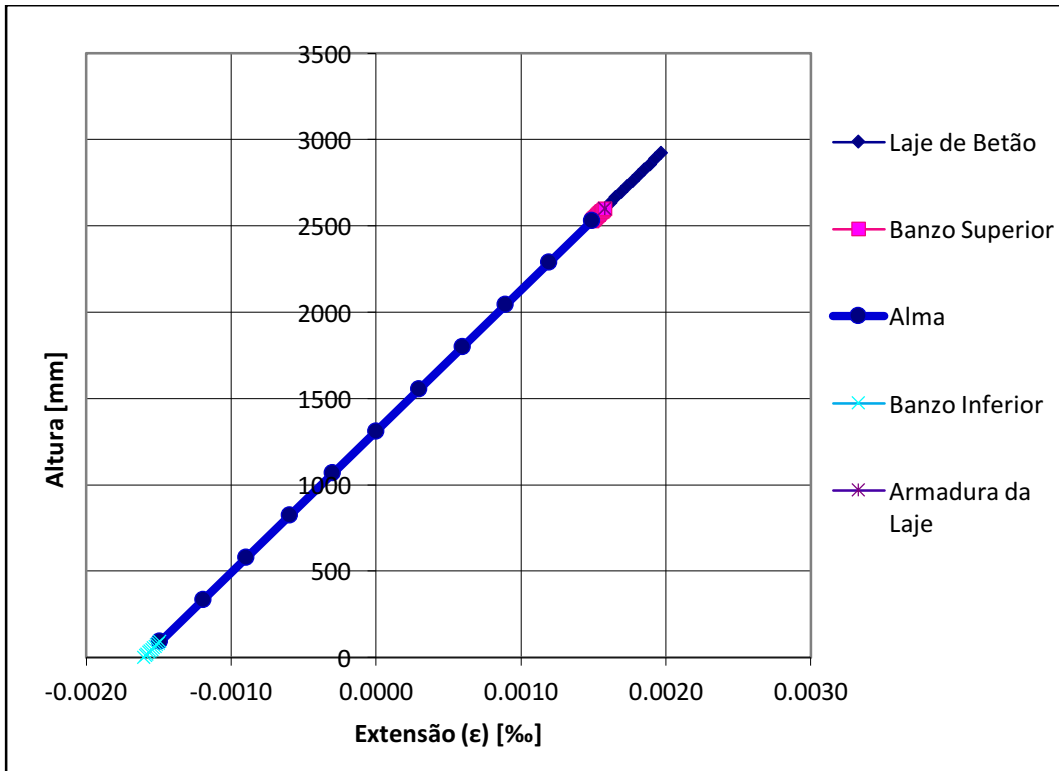
Anexo A

Extensões e Tensões em ELU – Solução A

- Meio-vão:

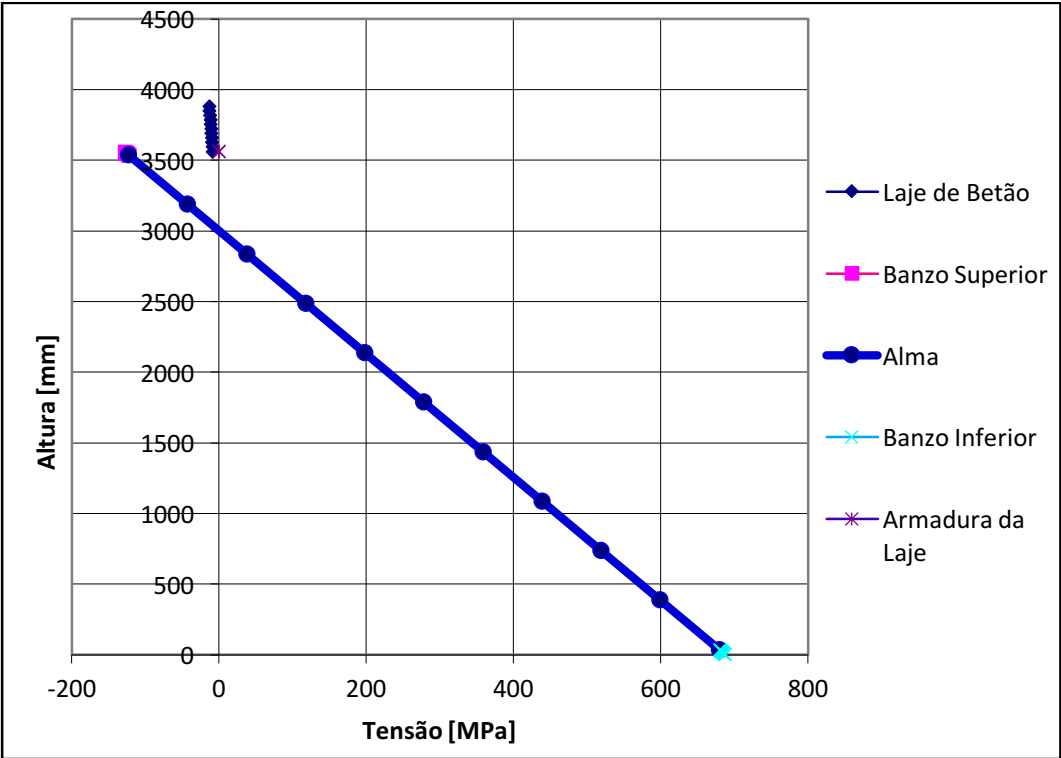
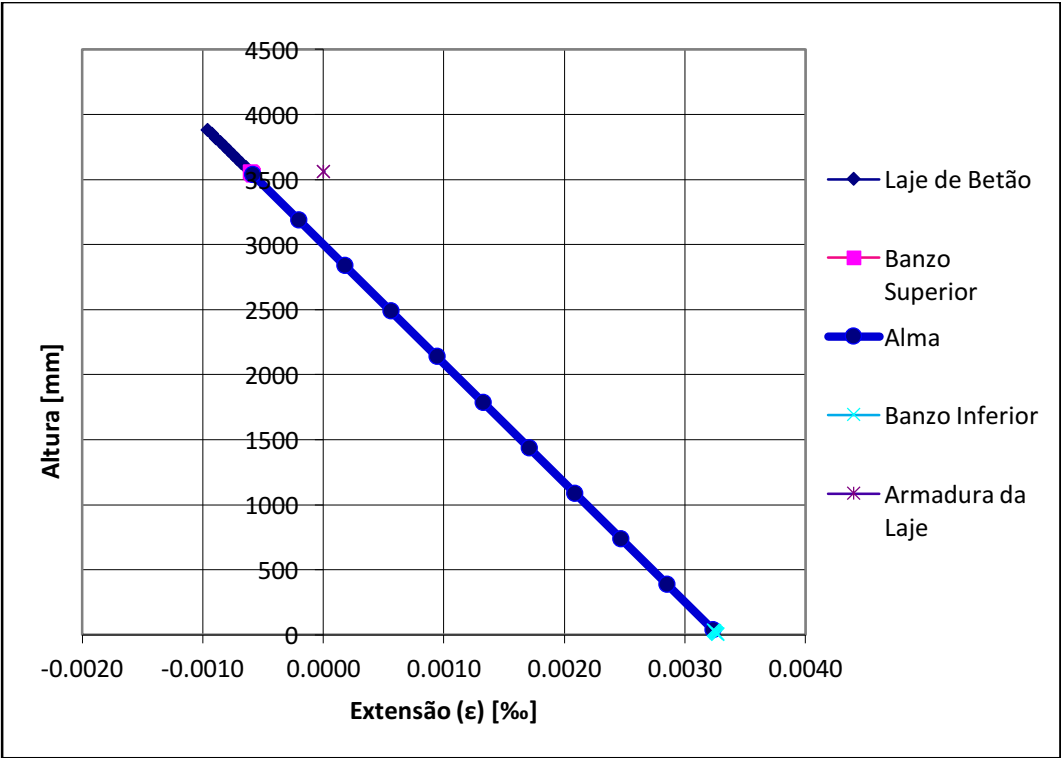


- Apoio:

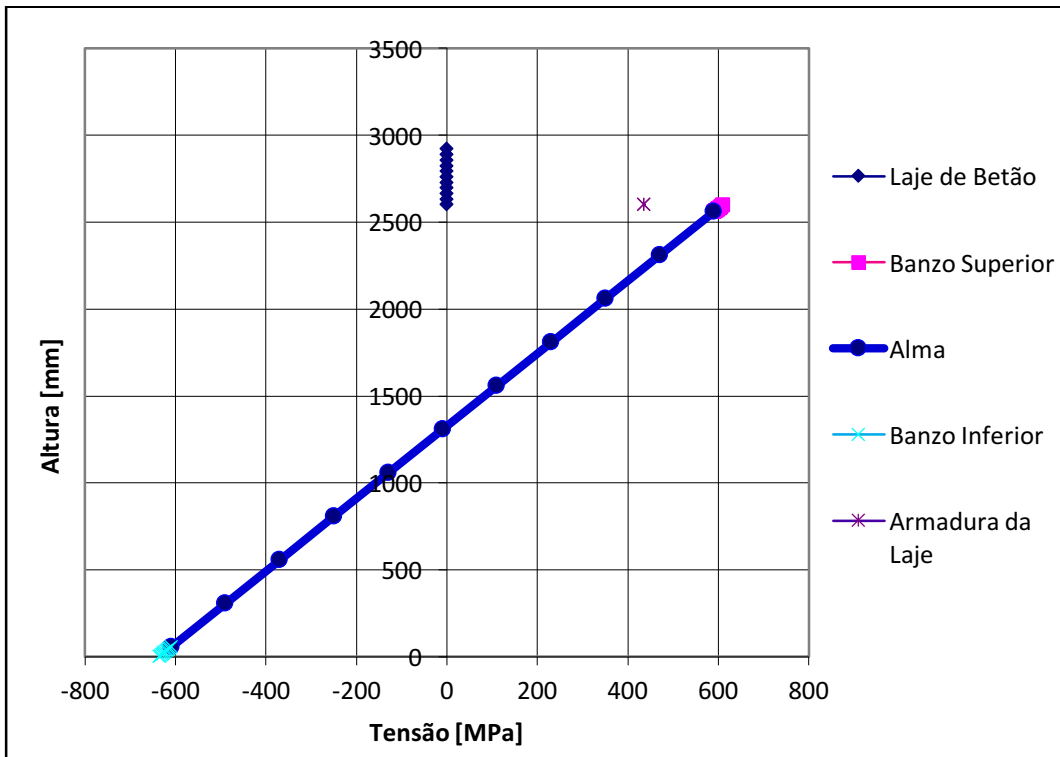
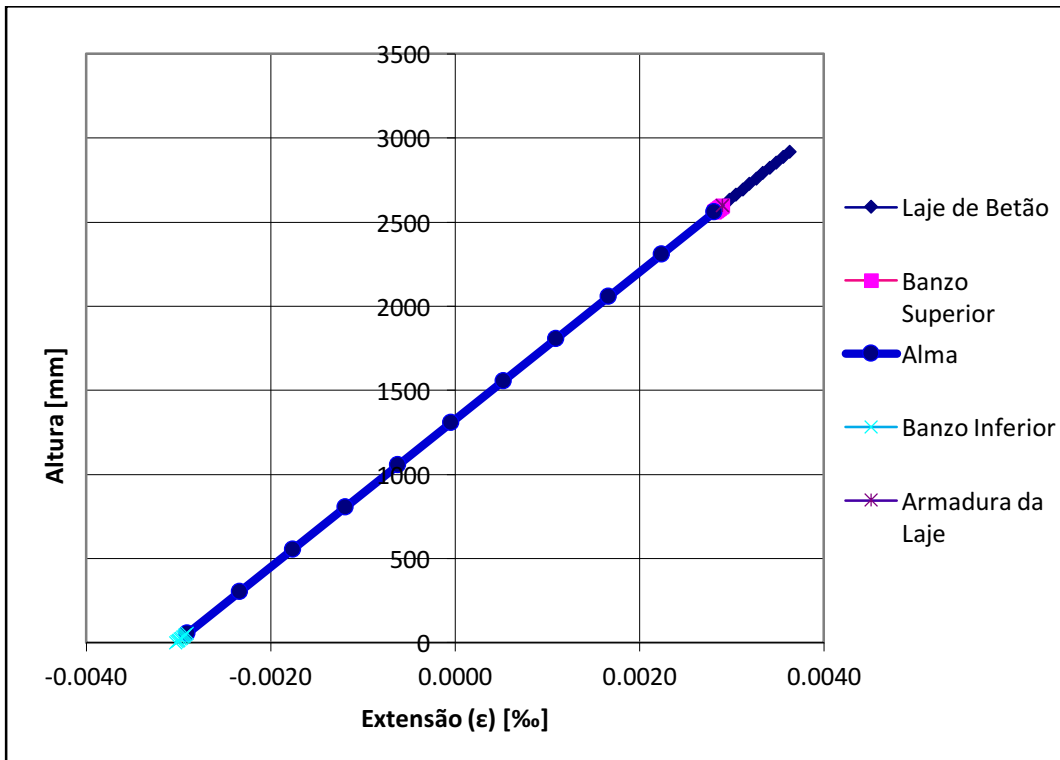


Extensões e Tensões em ELU – Solução B

- Meio-vão:



- Apoio:



Anexo B

Tensões no final da aplicação de cada ação para a solução A

- Peso próprio:

		Banzo Superior	Topo Alma	Base Alma	Banzo inferior
σ_{ser} [MPa]	Momento Negativo	71	68	-44	-48
	Momento Positivo	-65	-64	32	34

- Restantes cargas permanentes:

		Banzo Superior	Topo Alma	Base Alma	Banzo inferior
σ_{ser} [MPa]	Momento Negativo	113	107	-94	-101
	Momento Positivo	-141	-138	79	84

- Retração da laje de betão:

		Banzo Superior	Topo Alma	Base Alma	Banzo inferior
σ_{ser} [MPa]	Momento Negativo	140	132	-116	-125
	Momento Positivo	-141	-138	79	84

- Sobrecarga ferroviária mais variação diferencial de temperatura:

		Banzo Superior	Topo Alma	Base Alma	Banzo inferior
σ_{ser} [MPa]	Momento Negativo	238	226	-198	-214
	Momento Positivo	-168	-164	180	188

Tensões no final da aplicação de cada ação para a solução B

- Peso próprio:

		Banzo Superior	Topo Alma	Base Alma	Banzo inferior
σ_{ser} [MPa]	Momento Negativo	116	113	-75	-79
	Momento Positivo	-90	-88	55	57

- Restantes cargas permanentes:

		Banzo Superior	Topo Alma	Base Alma	Banzo inferior
σ_{ser} [MPa]	Momento Negativo	156	151	-157	-164
	Momento Positivo	-191	-188	134	138

- Retração da laje de betão:

		Banzo Superior	Topo Alma	Base Alma	Banzo inferior
σ_{ser} [MPa]	Momento Negativo	193	187	-195	-203
	Momento Positivo	-191	-188	134	138

- Sobrecarga ferroviária mais variação diferencial de temperatura:

		Banzo Superior	Topo Alma	Base Alma	Banzo inferior
σ_{ser} [MPa]	Momento Negativo	325	315	-329	-343
	Momento Positivo	-515	-507	334	345