



UNIVERSIDADE DA BEIRA INTERIOR

Departamento de Engenharia Civil e Arquitetura

Estudo de Solução para Alargamento da Ponte sobre o Rio Sorraia em Coruche

Jorge Miguel Matias Barroso

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em

Engenharia Civil

(Ciclo de Estudos Integrado)

Orientador: Prof. Doutor João António Saraiva Pires da Fonseca

Covilhã, outubro de 2016

À minha família

Agradecimentos

O autor deste trabalho agradece ao Professor Doutor João Pires da Fonseca, Orientador deste trabalho, a sua disponibilidade, apoio e prontidão com que sempre me recebeu para resolver qualquer problema, tornando possível a elaboração deste trabalho.

Agradecer também às Estradas de Portugal e em particular ao Eng. Carlos Santos pela disponibilidade durante as reuniões, pelas informações prestadas e também por facultar alguns elementos para a realização deste trabalho.

Um especial agradecimento à minha família pela compreensão e por todo o apoio prestado que me foram fundamentais para a conclusão deste trabalho.

Resumo

O trabalho que se apresenta, trata de um estudo para solução de alargamento de uma ponte metálica com viga treliçada do tipo “pratt”. Primeiramente aborda-se o desenvolvimento e evolução das estruturas em aço ao longo dos tempos. São descritos alguns tipos de estruturas treliçadas bem como algumas propriedades do aço estrutural.

Estuda-se a regulamentação em vigor nomeadamente o Eurocódigo 3 - parte 2, estruturas metálicas pontes.

É feita uma análise à estrutura existente, onde se verifica a segurança dos seus elementos. Depois de analisada a estrutura existente propõem-se três soluções estruturais para alargamento da estrutura inicial.

Numa ultima fase analisa-se a segurança dos elementos para as três soluções propostas, onde no final será escolhida a solução mais vantajosa tendo em conta vários aspectos.

Palavras-chave

Estrutura treliçada, projeto, Eurocódigo 3, segurança, viga principal, ligações

Abstract

The purpose of this research is to study a solutions for the enlargement of a metallic bridge with a “Pratt” type truss beam. First addresses the development and evolution of steel structures over time. Are described some types of truss beams, as well as some properties of the structural steel.

Study the regulation in force, in particular Eurocode 3: Design of steel structures - Part 2: Steel bridges.

It is done an analysis to the existing structure, where there is a security check over their elements. After the existing structure is analyzed it proposes three structural solutions for extending the initial structure.

In a last stage it is analyzed the security of the elements for the three proposed solutions, which in the end will choose the most advantageous solution taking into account various aspects.

Keywords

Truss structure, project, Eurocode 3, security, main beam, roof.

Índice

Capítulo 1.	Introdução	1
1.1.	Âmbito do projeto e objetivos	1
1.2.	Enquadramento do tema	1
1.3.	Organização da dissertação	2
Capítulo 2.	Revisão Bibliográfica	5
2.1.	Enquadramento Histórico	5
2.2.	Pontes metálicas em Portugal	8
2.2.1.	Manutenção de obras de arte em Portugal	10
2.3.	Vigas em treliça	11
2.3.1.	Tipos de treliça	12
2.3.2.	Tipos de plataformas em pontes treliçadas	16
2.4.	Materiais	19
2.4.1.	Generalidades	19
2.4.2.	Aço estrutural	20
2.4.3.	Notas finais	25
Capítulo 3.	Código de segurança estruturas metálicas - Pontes metálicas	27
3.1.	Regulamentação	27
3.2.	Ações variáveis	28
3.2.1.	Sobrecargas rodoviárias	28
3.2.2.	Sobrecarga dos passeios	32
3.2.3.	Forças de frenagem e aceleração	32

3.2.4.	Grupos de ações de tráfego em pontes rodoviárias	33
3.3.	Ação sísmica	33
3.3.1.	Espectros de resposta do EC8	33
3.4.	Ação do vento	38
3.4.1.	Ação no tabuleiro	38
3.5.	Fadiga	46
3.5.1.	Fadiga e vida útil	46
3.5.2.	Método simplificado de análise à fadiga do EC3-Parte 2	46
3.5.3.	Definição dos Modelos de carga	47
3.5.4.	Verificação em relação à fadiga	47
3.5.5.	Categoria de pormenor	52
3.6.	Combinação de ações	54
3.7.	ELU - Dimensionamento geral dos elementos estruturais	55
3.7.1.	Classificação das secções	55
3.7.2.	Dimensionamento de elementos à tração	60
3.7.3.	Dimensionamento de elementos à compressão	60
3.7.4.	Dimensionamento de elementos à flexão	64
3.7.5.	Dimensionamento de elementos ao esforço transversal	66
3.7.6.	Iteração momento fletor e esforço transversal	69
Capítulo 4.	Caso de estudo	71
4.1.	Generalidades	71
4.2.	Localização	73

4.3.	Descrição da Estrutura	76
4.3.1.	Fundações, encontros, Pilares e aparelhos de apoio	76
4.3.2.	Descrição Tabuleiro	80
4.3.3.	Superestrutura	81
4.3.4.	Perfis metálicos da estrutura	82
4.3.5.	Ligações	84
4.3.6.	Materiais	85
4.4.	Modelação para análise estrutural	87
4.4.1.	Modelação dos elementos	87
4.4.2.	Modelação dos apoios	90
4.4.3.	Modelação de grelha metálica e do tabuleiro	92
4.5.	Ações verticais	96
4.5.1.	Cargas permanentes	96
4.5.2.	Ações variáveis	98
4.5.2.1.	Sobrecarga rodoviária	98
4.5.2.2.	Sobrecarga nos passeios	100
4.6.	Combinações de ações	101
4.7.	Análise da segurança para a estrutura	102
4.7.1.	Verificação dos elementos à compressão e tração	105
4.7.2.	Verificação dos elementos à flexão	110
4.7.3.	Verificação dos elementos ao esforço transversal	111
4.7.4.	Verificação Momento fletor com esforço transversal	113

4.8.	Resumo da análise da estrutura existente	116
4.8.1.	Vigas Principais	116
4.8.2.	Grelha metálica do tabuleiro	117
Capítulo 5.	Soluções Propostas	119
5.1.	Generalidades	119
5.2.	Solução A	119
5.2.1.	Modelação para análise estrutural	120
5.2.2.	Ações verticais	125
5.2.3.	Combinações de ações	127
5.2.4.	Verificação da segurança para a estrutura A	129
5.2.5.	Resumo da análise da estrutura	135
5.3.	Solução B	138
5.3.1.	Modelação para análise estrutural	138
5.3.2.	Ações verticais	141
5.3.3.	Combinação de ações	143
5.3.4.	Verificação da segurança para a estrutura B	144
5.3.5.	Resumo da análise da estrutura	152
5.4.	Solução C	155
5.4.1.	Modelação para análise estrutural	155
5.4.2.	Ações verticais	157
5.4.3.	Combinações de ações	159
5.4.4.	Verificação da segurança para a estrutura	160

5.4.5.	Resumo da análise da estrutura	165
Capítulo 6.	Solução Final	169
6.1.	Generalidades	169
6.2.	Solução Adotada	169
6.3.	Ação sísmica na estrutura	170
6.3.1.	Análise modal	170
6.3.2.	Espectros de resposta	173
6.3.3.	Esforços na estrutura referentes à ação sísmica	177
6.4.	Ação do vento na estrutura	177
6.4.1.	Determinação da pressão dinâmica de pico	177
6.4.2.	Coeficiente de exposição	180
6.4.3.	Coeficiente de força para estruturas treliçadas	180
6.4.4.	Força do vento na estrutura -direção x	182
6.4.5.	Esforços na estrutura referentes à ação do vento	184
6.5.	Verificação da fadiga na estrutura	185
6.5.1.	Definição do modelo de carga	185
6.5.2.	Verificação em relação à fadiga	185
6.6.	Reforço de secções	188
6.7.	Ligações	193
Capítulo 7.	Conclusões	201

Índice de Figuras

Figura 1.1 - Vista aérea da localização da ponte de Coruche (contorno amarelo) e localização da zona industrial (contorno vermelho).	2
Figura 2.1 - Primeiras travessias, ações do acaso, entre margens [1].	5
Figura 2.2 - "Ironbridge", ponte em ferro sobre o rio Severn na Inglaterra.	7
Figura 2.3 - Ponte pênsil, oficialmente designada D. Maria II.	8
Figura 2.4- Ponte Maria Pia, Porto.	10
Figura 2.5- Ponte da Régua, Peso da Régua.	10
Figura 2.6- Elementos de uma treliça.	11
Figura 2.7 - Tração e compressão numa treliça.	12
Figura 2.8 - Esquema de treliça do tipo Warren.	13
Figura 2.9 - Ponte em Stockport com viagas em trliça warren, England.	13
Figura 2.10 - Esquema de treliça do tipo Howe.	14
Figura 2.11 - Interior da ponte Jay em nova York (Treliza Howe).	14
Figura 2.12 - Esquema de treliça do tipo Howe-Zhuravsky.	15
Figura 2.13 - Esquema de treliça do tipo Pratt.	15
Figura 2.14 - Ponte sobre o rio Hastis, Austrália. Viga treliçada do tipo Pratt.	16
Figura 2.15 - Ponte de Coruche. Viga treliçada do tipo Pratt.	16
Figura 2.16 - Exemplo de plataforma sobre elementos treliça.	17
Figura 2.17 - Ponte de D. Luís em Santarém.	17
Figura 2.18 - Exemplo de plataforma entre elementos treliça.	17
Figura 2.19 - Primeiro tramo (sentido Sul-Norte) da Ponte de Coruche.	18

Figura 2.20 - Exemplo de plataforma Half Through Truss	18
Figura 2.21 - Oklahoma K-truss.	19
Figura 2.22 - Diagrama tensão/extensão (σ/ϵ) do aço [11].	21
Figura 2.23 - Exemplo de cálculo da extensão e tensão de um varão de aço [10].	22
Figura 3.1 - Metodologia de cálculo para estruturas (Martins,2010).	27
Figura 3.2 - Determinação de w de acordo com a NP EN 1991-2:2003 [14].	30
Figura 3.3-Exemplo da divisão e numeração das faixas imaginárias de acordo com a norma NP EN 1991-2:2003 [14].	30
Figura 3.4 - Modelo (LM1) proposto pelo EC1 [14].	31
Figura 3.5 - Geometria do veiculo tipo (LM1).	31
Figura 3.6-Valor característico da sobrecarga nos passeios [14].	32
Figura 3.7- Zoneamento sísmico Portugal Continental e Arquipélago da Madeira (Ação sísmica Tipo 1).	34
Figura 3.8- Zoneamento sísmico Portugal Continental e Arquipélago dos Açores (Ação sísmica Tipo 2).	34
Figura 3.9 - Zoneamento sísmico Arquipélago da madeira (Ação sísmica Tipo 1).	35
Figura 3.10 - Zoneamento sísmico Arquipélago dos Açores (Ação sísmica Tipo 2).	35
Figura 3.11 - Estrutura treliçada.	42
Figura 3.12 - Coeficiente de força $c_{f,0}$ para uma estrutura treliçada plana constituída por perfis de secção angulosa, em função do índice de cheios ϕ . (Tabela 7.33 EN 1991-1-4)	42
Figura 3.13 - Valores indicativos do coeficiente de efeitos de extremidade ψ_{λ} em função do índice de cheios ϕ e da esbelteza λ . (Figura 7.36 EN 1991-1-4).	44
Figura 3.14 - Direções das ações do vento em pontes.	45
Figura 3.15- Veiculo de fadiga sugerido pelo EC1, FLM3 [16].	47

Figura 3.16 - Valores de λ_1 sugeridos pelo eurocódigo para zonas de meio vão. Adaptado EN 1993-2 9 (5.2).	50
Figura 3.17 - Valores de λ_1 sugeridos pelo eurocódigo para zonas de apoio. Adaptado EN1993-2 - 9 (5.2).	50
Figura 3.18 - valores de λ_{\max} sugeridos pelo eurocódigo para zonas de meio vão. Adaptado EN-1993-2 figura 9.6	52
Figura 3.19 - valores de λ_{\max} sugeridos pelo eurocódigo para zonas de apoio. Adaptado EN-1993-2 figura 9.6	52
Figura 3.20- Curvas de resistência à fadiga para intervalos de tensões nominais [16].	53
Figura 3.21- Representação das tabelas de classificação de pormenores [16].	53
Figura 3.22 - Comportamento de secções à flexão [8].	56
Figura 3.23-Encurvadura num elemento bi-rotulado (coluna de Euler) [8].	62
Figura 3.24-Curvas europeias de dimensionamento à encurvadura [20].	64
Figura 3.25 - Distribuições elásticas de tensões normais e tensões tangenciais [8].	66
Figura 3.26 Área de corte de uma secção em I [8].	67
Figura 3.27 - Interação momento fletor - esforço transversal numa secção em I ou H [8].	69
Figura 4.1 - Fotografia da ponte General Teófilo Trindade (objeto de estudo), lado Norte (E2).	71
Figura 4.2 - Vista da ponte General Teófilo Trindade sobre o rio Sorraia, em Coruche.	71
Figura 4.3 - Colapso do tramo metálico em 1979.	72
Figura 4.4 - Vista do tramo metálico mais recente construído após o acidente de 1979.	72
Figura 4.5 - a) Localização do concelho de Coruche no mapa de Portugal b) Representação da extensão do concelho de Coruche.	73
Figura 4.6 - Excerto da Carta Militar 392_2007_3 onde se pode observar a localização da ponte de Coruche (Ponte General Teófilo Trindade) sobre o Rio Sorraia.	74
Figura 4.7 - Vista aérea sobre o vale do Sorraia e sobre a zona industrial de Coruche.	75

Figura 4.8 - Vista aérea da ponte sobre o rio Sorraia. Objeto de estudo.	75
Figura 4.9 - Alçado da ponte com a respetiva numeração de pilar e encontros.	76
Figura 4.10 - a) Fotografia dos pilares em alvenaria (P2) b) Fotografia do encontro sul da ponte (E1).	77
Figura 4.11 - Desenho e respetivas dimensões do pilar em planta da ponte.	77
Figura 4.12 - a) Vista em alçado do aparelho de apoio do primeiro tramo da ponte. b) Vista em planta do apoio do primeiro tramo da ponte.	78
Figura 4.13 - Aparelhos de apoio do primeiro tramo da ponte.	78
Figura 4.14 - Aparelhos de apoio da estrutura em estudo. Aparelho de articulações fixas e aparelho de articulações móveis, respetivamente.	79
Figura 4.15 - a) Dispositivo de apoio de articulações fixas (E1). b) Dispositivo de apoio de articulações fixas (E1). c) Dispositivo de apoio de articulações móveis (P2).	79
Figura 4.16 - Desenho em planta da vista inferior do tabuleiro da ponte.	80
Figura 4.17 - a) Desenho pormenor de um dos módulos da grelha metálica. b) Fotografia da grelha metálica da ponte	81
Figura 4.18 - Vista em alçado da ponte em estudo.	82
Figura 4.19 - Vista em Planta da ponte em estudo.	82
Figura 4.20 - Fotografias do perfil Corda superior 1 (CS1) da ponte.	82
Figura 4.21 - Desenho do perfil metálico corda superior 1 (CS1).	83
Figura 4.22 - Fotografias do perfil montante 1 da ponte.	83
Figura 4.23 - Desenhos do perfil montante 1 da ponte.	83
Figura 4.24 - a) Ligação através de rebites de um dos perfis compostos da estrutura. b) Ligação através de rebites entre os elementos do banzo inferior de uma das vigas principais.	84
Figura 4.25 - Exemplo de rebite de cabeça esférica utilizado nas ligações. Adaptado [22].	85
Figura 4.26- Características e propriedades do betão leve. Adaptado de [23].	87

Figura 4.27 - Nomenclatura atribuída aos elementos da viga principal.	88
Figura 4.28 - Exemplo das diagonais de travamento do Perfil DIAG1.	88
Figura 4.29 - Exemplo da modelação das secções transversais resistentes no programa de cálculo estrutural.	89
Figura 4.30 - Exemplo da validação das propriedades das secções do programa Robot.	89
Figura 4.31 - a) Exemplo das direcções bloqueadas referentes aos apoios fixos no programa. b) Exemplo de um apoio fixo no modelo de cálculo.	91
Figura 4.32 - a) Exemplo das direcções bloqueadas referentes aos apoios móveis no programa. b) Exemplo de um apoio fixo no modelo de cálculo.	91
Figura 4.33 - Esquema da localização dos aparelhos de apoio no modelo de cálculo e respetivas direcções fixas.	92
Figura 4.34 - Grelha metálica onde assenta o tabuleiro de betão	92
Figura 4.35 - Deslocamentos/excentricidades atribuídos aos elementos da grelha metálica.	93
Figura 4.36 - Deslocamento atribuído aos elementos da grelha metálica. Barras com secções.	93
Figura 4.37 - Modelo grelha que simula a laje do tabuleiro	94
Figura 4.38 Ligação da grelha metálica às carlingas	94
Figura 4.39 - Modelo Estrutural - Perspetiva	95
Figura 4.40 - Perspetiva do modelo estrutural e respetivas secções.	95
Figura 4.41 - Dimensões de espessura e largura dos passeios de betão	96
Figura 4.42 - a) Vista transversal da aplicação das forças referente aos passeios. b) Vista em alçado da aplicação das forças referente aos passeios.	97
Figura 4.43 - a) Vista transversal da aplicação das forças referentes ao tabuleiro de betão. b) Vista em planta (módulo) da aplicação das forças referentes ao tabuleiro de betão.	97
Figura 4.44- Largura faixa rodagem. Secção transversal.	98
Figura 4.45-Divisão em vias fictícias (notional lines).	99

Figura 4.46-Divisão em vias fictícias (notional lines).	99
Figura 4.47 - Exemplo de aplicação da sobrecarga rodoviária. Secção transversal.	100
Figura 4.48- Sobrecarga nos passeios aplicada nos nós inferiores das vigas principais.	100
Figura 4.49 - Numeração das barras que constituem a viga principal mais solicitada.	103
Figura 4.50 - Numeração das barras que constituem a grelha metálica.	103
Figura 4.51- a) Elemento DIAG1. b) Elemento DIAG1 e respetivo diagrama de esforço axial para a combinação mais desfavorável.	105
Figura 4.52 - Secção transversal e longitudinal do elemento CS4.	106
Figura 4.53 - a) Elemento CS4. b) Elemento CS4 e respetivo diagrama de esforço axial para a combinação mais desfavorável.	107
Figura 4.54 - Corda da secção transversal do elemento CS4 de modo a verificar a encurvadura em elementos compostos travados por diagonais.	109
Figura 4.55 - Carlinga nº 61 com respetivo diagrama de momentos fletores.	110
Figura 4.56 - Esforço transversal atuante na carlinga nº61.	111
Figura 4.57 - Área de corte referente às Carlingas (distâncias em mm).	112
Figura 4.58 - Diagrama de solicitações axiais nos elementos das vigas principais que compõem a estrutura.	116
Figura 4.59 Viga Principal: Rácio de esforços atuantes/esforços resistentes.	117
Figura 5.1- Secção transversal da solução A.	120
Figura 5.2- Ilustração do deslocamento de uma das Vigas principais.	121
Figura 5.3 - Solução A: Geometria da nova grelha de betão.	121
Figura 5.4 - Solução A: Grelha metálica - deslocamentos/excentricidades	122
Figura 5.5 - Solução A: Vista em alçado do modelo de cálculo.	122
Figura 5.6 - Solução A: Vista inferior do modelo de cálculo.	122

Figura 5.7 - Solução A: Vista superior do modelo de cálculo.	123
Figura 5.8 - Solução A: Secção transversal do modelo de cálculo.	123
Figura 5.9 - Solução A: Modelo estrutural-perspetiva.	124
Figura 5.10 - Solução A: Modelo estrutural com respetivas secções.	124
Figura 5.11 - Reações de apoio devido ao peso próprio.	125
Figura 5.12 - Aplicação do modelo de sobrecarga rodoviária LM1 na estrutura.	127
Figura 5.13 - Numeração dos elementos da viga principal mais solicitada da solução A.	129
Figura 5.14 - Numeração da grelha metálica da solução A.	129
Figura 5.15 - Diagrama de solicitações axiais nos elementos das vigas principais que compõem a estrutura.	135
Figura 5.16 - Solução A: Rácio de esforços atuantes/esforços resistentes.	136
Figura 5.17 - Solução B: Secção transversal da estrutura	138
Figura 5.18 - Solução B: Vista superior do modelo da estrutura.	139
Figura 5.19 - Solução B: vista inferior do modelo da estrutura.	139
Figura 5.20 - Solução B: Secção transversal do modelo da estrutura.	140
Figura 5.21 - Solução B: Vista em alçado do modelo da estrutura.	140
Figura 5.22 - Solução B: Perspetiva do modelo da estrutura.	140
Figura 5.23 - Solução B: Perspetiva do modelo da estrutura, barras com secções.	141
Figura 5.24 - Solução B: Reações nos apoios devido ao peso próprio.	142
Figura 5.25 - Solução B: Aplicação do modelo de sobrecarga rodoviária LM1.	143
Figura 5.26 - Numeração da viga principal interior.	144
Figura 5.27 - numeração da viga principal exterior mais solicitada.	144
Figura 5.28 - Numeração da grelha metálica para “C1”.	144

Figura 5.29 - Numeração da grelha para “C2”.	144
Figura 5.30 - Solução B: Solicitações nos elementos da viga principal interior	152
Figura 5.31 - Solução B: Solicitações nos elementos das vigas principais exteriores.	152
Figura 5.32 - Solução B: Rácio de esforços para a viga principal interior.	154
<i>Figura 5.33 - Solução B: Rácio de esforços para a viga principal exterior.</i>	154
Figura 5.34 - Solução C: Secção transversal e respetivas dimensões das faixas de rodagem.	155
Figura 5.35 - Geometria da plataforma metálica em consola.	156
Figura 5.36 - Vista em alçado da solução C modelada no programa de cálculo estrutural.	156
Figura 5.37 - Vista superior da solução C modelada no programa de cálculo estrutural.	156
Figura 5.38 - Vista inferior da solução C modelada no programa de cálculo estrutural.	157
Figura 5.39 - Vista em perspetiva da solução C modelada no programa de cálculo estrutural.	157
Figura 5.40 - Reações do peso próprio da na estrutura.	158
Figura 5.41 - Numeração viga principal mais solicitada (Solução C).	160
Figura 5.42 - Numeração da grelha metálica (solução C).	160
Figura 5.43 - Solicitações nos elementos da viga principal mais solicitada da solução C.	165
Figura 5.44 - Rácio de esforços para a viga principal da solução C.	166
Figura 6.1 - Estrada Nacional 114 (Sentido Sul - Norte).	170
Figura 6.2 - Perspetiva do modelo de cálculo da análise sísmica.	170
Figura 6.3 - Parâmetros para análise modal.	171
Figura 6.4 - Modo de vibração 1 da estrutura.	172
Figura 6.5 - Modo de vibração 2 da estrutura.	172
Figura 6.6 - projeções no plano da face da estrutura.	181

Figura 6.7 - Contorno fictício retangular para cálculo do coeficiente de espaçamento.	183
Figura 6.8 - Aplicação da ação do vento no modelo de cálculo.	184
Figura 6.9 - Reforço do elemento CS4 da viga principal.	189
Figura 6.10 - Reforço do elemento CS3 da viga principal.	189
Figura 6.11 - a) Montante 2 (MT2) onde será aplicado o reforço. b) Montante 3 (MT3) onde será aplicado o reforço.	189
Figura 6.12 - Reforço do elemento MT2 da viga principal.	190
Figura 6.13 - Reforço do elemento MT3 da viga principal	190
Figura 6.14 - Fotografia do banzo inferior de uma das vigas principais da estrutura.	190
Figura 6.15 - Reforço do elemento CI3 e CI4 da viga principal.	191
Figura 6.16 - Modelo de cálculo com o exemplo do reforço referente ao elemento CS3.	191
Figura 6.17 - Rácio de esforços atuantes/esforços resistentes depois de reforçar os elementos.	192
Figura 6.18 -Chapa da zona de ligação entre os elementos do banzo superior.	194
Figura 6.19 - Requisitos geométricos para elementos de ligação.	195
Figura 6.20 - Ligação do nó superior 2.	196
Figura 6.21 - Ligação do nó superior 1.	196
Figura 6.22 - Ligação do nó superior 4.	196
Figura 6.23 - Ligação do nó superior 3.	196
Figura 6.24 - Ligação do nó inferior numero 1.	196
Figura 6.25 - Ligação do nó inferior numero 2.	196
Figura 6.26 - Ligação do nó inferior numero 3 e 4.	197
Figura 6.27 - Ligação do nó inferior numero 5.	197

<i>Figura 6.28 - Desenho da cantoneira de fixação utilizada.</i>	198
Figura 6.29 - Ligação entre as longarinas laterais/ centrais e as carlingas.	199
Figura 6.30 - Ligação as carlingas e os montantes.	199

Índice de tabelas

<i>Tabela 2.1 - Características químicas dos aços estruturais (EN 10025).</i>	20
Tabela 2.2-Categorias do aço em função do teor de carbono. Adaptado [8].	21
Tabela 2.3 - Valores de tensões para tipos de aços mais utilizados em Portugal	23
Tabela 2.4 - Valores nominais da tensão de cedência f_y e da tensão última à tração f_u para aços estruturais laminados a quente [12].	24
Tabela 2.5- Características físicas do aço estrutural. Adaptado [12].	24
Tabela 3.1-Definição do número e da largura das faixas imaginárias bem como das áreas remanescentes [14].	29
Tabela 3.2 - Valores característicos do Modelo de carga LM1 [14].	31
Tabela 3.3-Coefficientes de ajuste associados ao LM1 [15].	31
Tabela 3.4 - Grupos de tráfego em pontes rodoviárias. Adaptado [13].	33
Tabela 3.5 - Acelerações de referência na rocha (Anexo Nacional EC8).	35
Tabela 3.6 - Definições da ação sísmica. [15]	36
Tabela 3.7 - Constantes referentes à ação sísmica tipo 1 (Anexo Nacional EC8).	37
Tabela 3.8 - Constantes referentes à ação sísmica tipo 2 (Anexo Nacional EC8).	37
Tabela 3.9 - Valor básico da velocidade de referência do vento.	39
Tabela 3.10 - Categorias de terreno e respetivos parâmetros. (Tabela NA-4.1)	40
Tabela 3.11 - Valores de λ recomendados para cilindros, elementos com secção poligonal (incluindo retangular), perfis com arestas vivas e estruturas treliçadas. (Tabela 7.16 da EN 1991-1-4).	44
Tabela 3.12-Valores recomendados para o coeficiente parcial para a resistência à fadiga. Adaptado de EN-1993-1-9, Tabela 3.1.	49
Tabela 3.13 - Valores recomendados de Ψ para pontes rodoviárias [19].	55

Tabela 3.14 (página 1 de 3) - Limites máximos da relação largura-espessura para componentes comprimidos [20].	57
Tabela 3.15 - Escolha da curva de encurvadura da secção transversal [20].	63
Tabela 4.1 - tabela resumo sobre os apoios e respetivos pilares	80
Tabela 4.2 - Dimensões (em mm) e massas dos rebites usuais. Adaptado [22].	85
Tabela 4.3 - Tabela resumo sobre as propriedades do aço estrutural utilizado na ponte de Coruche	86
Tabela 4.4 - Tabela com as propriedades geométricas e mecânicas dos perfis da estrutura	90
Tabela 4.5- Divisão da faixa de rodagem em vias fictícias.	98
Tabela 4.6-Carregamento do modelo LM1.	99
Tabela 4.7 - Esforços atuantes na viga principal	103
Tabela 4.8 - Esforços atuantes nas carlingas	104
Tabela 4.9 - Esforços atuantes nas longarinas	104
Tabela 4.10 - Resultados relativamente à verificação do elemento DIAG1 solicitado à tração	106
Tabela 4.11 - Resultados obtidos devido ao incremento de esforço axial referentes aos esforços provocados pelos deslocamentos de 2º ordem.	107
Tabela 4.12 - Curva de encurvadura para o elemento CS4.	108
Tabela 4.13 - Valores obtidos através dos cálculos da encurvadura por flexão para o elemento CS4.	109
Tabela 4.14 - Resultados da verificação da resistência à flexão para a Carlinga nº61.	110
Tabela 4.15 - Resultados da verificação ao esforço transversal para a Carlinga nº61.	112
Tabela 4.16 - Resultados da verificação da resistência à iteração esforço transversal com momento fletor para a carlinga nº59.	113
Tabela 4.17 - Verificações para os elementos das Vigas principais.	114

Tabela 4.18 - Verificações para as carlingas da estrutura.	114
Tabela 4.19 - Verificações para as longarinas.	115
Tabela 5.1 - Divisão da faixa de rodagem em vias fictícias e via remanescente.	126
Tabela 5.2 - Valores das cargas a aplicar ao modelo devido ao modelo de Sobrecarga rodoviária LM1.	126
Tabela 5.3 - Solução A: Esforços atuantes nas vigas principais	130
Tabela 5.4 - Solução A: Esforços atuantes nas carlingas.	130
Tabela 5.5 - Solução A: Esforços atuantes nas longarinas.	131
Tabela 5.6 - Solução A: Esforços atuantes nas diagonais inferiores de contraventamento.	132
Tabela 5.7 - Solução A: Esforços atuantes nas diagonais superiores de contraventamento.	132
Tabela 5.8 - Solução A: Dimensionamento da viga principal	133
Tabela 5.9 - Solução A: Dimensionamento das Carlingas	133
Tabela 5.10 - Solução A: Dimensionamento Longarinas.	134
Tabela 5.11 - Definição das vias fictícias e área remanescente.	142
Tabela 5.12 - Valores das cargas para a solução B referente ao modelo de Sobrecarga rodoviária LM1.	143
Tabela 5.13 - Solução B: Esforços atuantes nas vigas principais da estrutura.	145
Tabela 5.14 - Solução B: Esforços atuantes nas carlingas, "C1".	145
Tabela 5.15 - Solução B: Esforços atuantes nas carlingas, "C2".	145
Tabela 5.16 - Solução B: Esforços atuantes nas longarinas, "C1".	146
Tabela 5.17 - Solução B: Esforços atuantes nas longarinas, "C2"	147
Tabela 5.18 - Solução B: Dimensionamentos, viga principal interior.	148
Tabela 5.19 - Solução B: Dimensionamentos, viga principal exterior.	148

Tabela 5.20 - Solução B: Dimensionamento, carlingas “C1”.	149
Tabela 5.21 - Solução B: Dimensionamento, carlingas “C2”	149
Tabela 5.22 - Solução B: Dimensionamento, longarinas “C1”.	150
Tabela 5.23 - Solução B: Dimensionamento, longarinas “C2”.	151
Tabela 5.24 - Divisão da faixa de rodagem em vias fictícias e via remanescente.	159
Tabela 5.25 - Valores das cargas a aplicar ao modelo devido ao modelo de Sobrecarga rodoviária LM1.	159
Tabela 5.26 - Esforços para os elementos da viga principal mais solicitada da solução C.	161
Tabela 5.27 - Esforços nas carlingas da solução C	161
Tabela 5.28 - Esforços nas longarinas da solução C.	162
Tabela 5.29 - Verificações referente à viga principal mais solicitada da solução C.	163
Tabela 5.30 - Verificações referente às carlingas da solução C.	163
Tabela 5.31 - Verificações referentes às longarinas da solução C.	164
Tabela 6.1 - Frequências dos modos de vibração da estrutura.	172
Tabela 6.2 - Definição da zona sísmica para a ação sísmica tipo 1 e tipo 2.	173
Tabela 6.3 - Valores para os períodos e coeficiente de solo de acordo com a categoria do terreno.	174
Tabela 6.4 - Valores da aceleração de projeto na rocha em função do coeficiente de importância.	174
Tabela 6.5 - a) Valores para o espectro de resposta da ação sísmica do tipo 1. b) Valores para o espectro de resposta da ação sísmica do tipo 2.	176
Tabela 6.6 - Valores para o cálculo do valor médio da velocidade do vento.	179
Tabela 6.7 - Valores para o cálculo do valor da turbulência do vento.	179
Tabela 6.8 - Valores obtidos para o cálculo da pressão dinâmica de pico.	180

Tabela 6.9 - Áreas das projeções.	181
Tabela 6.10 - valores de referência ao tráfego real de veículos pesados que circula na faixa lenta por ano, N_{obs} . Adaptado EN 1993-2:1997.	186
Tabela 6.11 - Resultados para λ_2 considerando que todos os veículos são do tipo LMF3.	186
Tabela 6.12 - Propriedades geométricas e mecânicas dos perfis reforçados.	191
Tabela 6.13 - Esforços máximos em cada elemento das vigas principais e numero de rebites necessários.	194
Tabela 6.14 - Esforços máximos e numero de rebites adotados para as ligações da grelha metálica.	198

Lista de Acrónimos

EC0	Eurocódigo 0
EC3	Eurocódigo 3
EC1	Eurocódigo 1
EC8	Eurocódigo 8
ELS	Estados Limites de Serviço
EP	Estradas de Portugal
ELU	Estados limites Ultimos
JAЕ	Junta Autónoma de Estradas
LM1	Load Model 1
LNEC	Laboratório Nacional de Engenharia Civil
TS	Tadem System
UBI	Universidade da Beira Interior
UDL	Uniformly Distributed Load

Simbologia

Caracteres latinos minúsculos:

c_{dir}	Coeficiente de direção
$c_e(z)$	Coeficiente de exposição
c_r	Coeficiente de rugosidade
c_{season}	Coeficiente de sazão
d_0	Diâmetro do furo
h_w	Altura da alma
e_0	Amplitude máxima do deslocamento inicial de um elemento
f_u	Tensão de rotura
f_{ub}	Tensão de rotura à tração
f_y	Tensão de cedência
i_y	Raio de giração em torno de y
i_z	Raio de giração em torno de z
k_r	Coeficiente de terreno
l_{crit}	Comprimento de encurvadura
l_{ef}	Comprimento efetivo
q_p	Pressão dinâmica de pico
t_f	Espessura do banzo
t_w	Espessura da alma
$v_{b,0}$	Valor básico da velocidade de referência do vento
v_b	Valor de referência da velocidade do vento
z_0	Comprimento de rugosidade
z_{max}	Altura máxima
z_{min}	Altura mínima
h	Altura de uma secção
d	Diâmetro do ligador
i	Raio de giração
l	Comprimento teórico
t	Espessura da peça ligada

Caracteres latinos maiúsculos:

A	área da secção transversal de um elemento
A_v	Área de corte de uma secção
A_w	Área da alma
E	Módulo de elasticidade
$F_{v,rd}$	Resistência ao corte por plano de Corte
G	Módulo de distorção
I	Momento de inércia de uma secção em relação ao eixo neutro
I_y	Momento de inércia em relação a y
I_z	Momento de inércia em relação a z
L	comprimento de um elemento
LE	Comprimento de encurvadura
LE_y	comprimento de encurvadura segundo y
LE_z	Comprimento de encurvadura segundo z
M	Momento fletor
$M_{b,rd}$	Valor de cálculo do Momento resistente à encurvadura lateral
$M_{c,rd}$	Valor de cálculo do momento fletor resistente
M_{ed}	Valor de cálculo do momento fletor atuante
$M_{pl,y,rd}$	Valor de cálculo do momento plástico resistente em torno de y
$M_{pl,y}$	Momento plástico em torno de y
$M_{pl,z,rd}$	Valor de cálculo do momento plástico resistente em torno de z
N	Valor de esforço axial
P	Valor da força
V	Valor esforço transversal
$V_{c,rd}$	Valor de cálculo do esforço transversal resistente
V_{ed}	Valor do esforço transversal atuante
V_{pl}	Esforço transversal plástico
W_{el}	Módulo elástico de flexão
W_{pl}	Módulo plástico de flexão

Caracteres minúsculos gregos:

$\overline{\lambda}_{LT}$	Coeficiente de esbelteza relativamente à encurvadura lateral
γ_Q	Coeficiente de majoração de ações variáveis
λ_y	Coeficiente de esbelteza relativo a encurvadura por flexão em torno de y
λ_z	Coeficiente de esbelteza relativo a encurvadura por flexão em torno de z
σ	Tensão normal
ϕ	Imperfeição geométrica equivalente da estrutura
α	Fator de imperfeição relativamente à encurvadura por flexão
η	Fator de imperfeição generalizado
φ	Rotação de uma secção em torno do eixo do elemento

Capítulo 1. Introdução

1.1. Âmbito do projeto e objetivos

Esta dissertação foi elaborada com o objetivo de solucionar constrangimentos de tráfego numa estrutura já existente - Ponte General Teófilo Trindade implantada na vila de Coruche.

Foram analisadas várias soluções possíveis, tendo como pressuposto principal manter a estrutura existente devido ao seu elevado valor patrimonial. Outro pressuposto foi encontrar uma solução viável com o menor custo possível devido à atual situação económica do país.

1.2. Enquadramento do tema

Ao longo da história, o concelho de Coruche, um dos maiores de Portugal, é caracterizado pelo grande aumento da atividade agrícola e pela existência de grandes latifúndios baseados essencialmente na produção de cortiça. Coruche possui ainda junto às margens do rio Sorraia vastos campos de cultura orizícola, onde se produz arroz de alta qualidade, bem como uma intensa atividade na agroindústria, fatores estes importantíssimos para o desenvolvimento da região (ver Figura 1.1).

Devido ao facto de Coruche ser o concelho mais extenso do distrito de Santarém e a sua proximidade com Lisboa, conferem-lhe um potencial desenvolvimento que fica comprometido pela ligação viária entre as duas margens do vale do Sorraia. O principal acesso a Coruche através da margem Sul e à sua zona industrial através da margem Norte é feito através das sete pontes existentes. Duas das quais construídas em betão e cinco em aço. Nestas estruturas circulam diariamente motociclos, veículos ligeiros e pesados de grandes dimensões, gerando grande fluxo de tráfego. O elevado fluxo de tráfego e as reduzidas dimensões da faixa de rodagem geram grandes constrangimentos, sendo necessário desafiar a engenharia a solucioná-los.

As soluções propostas para a resolução dos constrangimentos referidos anteriormente, têm como base a ética e a preservação da história do concelho, mantendo assim as estruturas metálicas projetadas em 1933. Foram analisadas e propostas soluções que visam o alargamento da faixa de rodagem. Este alargamento permite a circulação de tráfego sem os constrangimentos provocados pelas reduzidas dimensões da faixa de rodagem.

Uma vez que a travessia sobre o vale do Sorraia é composta por sete pontes, em que as cinco pontes metálicas são idênticas e todas de tramos independentes, nesta dissertação apenas foi estudada a solução para a ponte sobre o rio Sorraia, ponte General Teófilo Trindade.

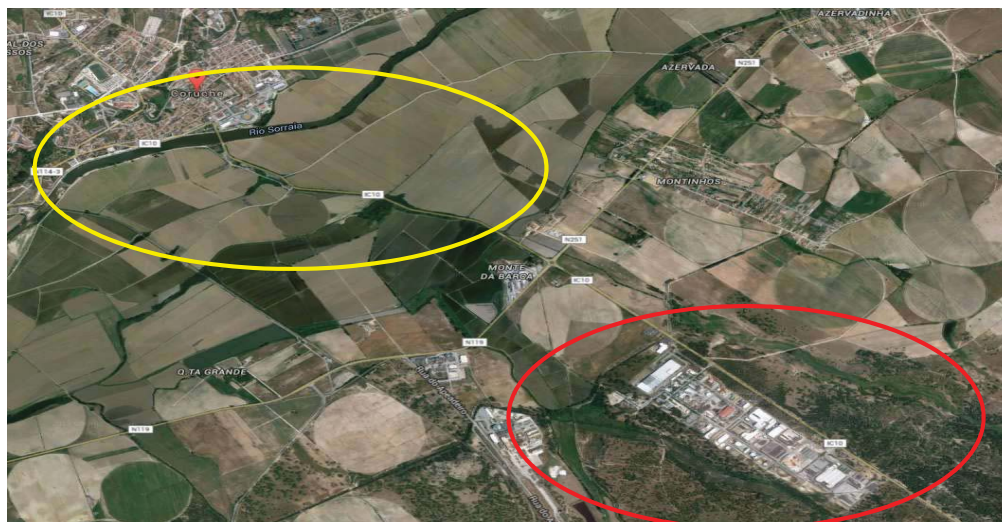


Figura 1.1 - Vista aérea da localização da ponte de Coruche (contorno amarelo) e localização da zona industrial (contorno vermelho)¹.

De acordo com informações prestadas em 2014 pelo responsável da área de inovação e desenvolvimento da Sociedade de Desenvolvimento Agroindustrial (DAI) em Coruche, perspetiva-se para 2017 a reativação da fábrica de produção de açúcar a partir da beterraba sacarina que irá provocar um considerável aumento do fluxo rodoviário na vila de Coruche. Por este facto, torna-se ainda mais urgente solucionar os problemas referidos anteriormente.

1.3. Organização da dissertação

A dissertação está organizada em sete capítulos.

O capítulo de introdução serve para definir o âmbito e os objetivos desta dissertação. Onde são descritos os motivos e os estímulos para a realização da mesma bem como os estudos que se pretendem realizar e objetivos a cumprir.

O segundo capítulo refere-se à pesquisa bibliográfica que serviu de auxílio à realização da dissertação.

No terceiro capítulo, também em parte de pesquisa bibliográfica, apresentam-se os critérios a cumprir na verificação/dimensionamento das estruturas de acordo com as várias normas europeias - Eurocódigos.

¹ <https://www.google.pt/maps> (visitado 9/10/2016)

No capítulo quatro é feita a análise à segurança da estrutura atual.

No que diz respeito ao quinto capítulo apresentam-se as três soluções propostas com as consequentes verificações de segurança para os seus elementos.

No sexto capítulo é apresentada a solução escolhida bem como algumas verificações mais rigorosas como a verificação da resistência à ação do sismo, ação do vento e fadiga. Neste capítulo também é feito o reforço e dimensionamento nos nós de ligação da estrutura.

O capítulo sete apresenta as conclusões no âmbito da dissertação.

Capítulo 2. Revisão Bibliográfica

2.1. Enquadramento Histórico

A utilização de pontes faz parte da humanidade desde épocas remotas, quando as populações começaram a agrupar-se em comunidades (aldeias, vilas, cidades), onde o homem orientado pelas suas necessidades, começa a modelar estas ações do acaso, pontes que surgiam de forma natural com a queda de árvores sobre os rios e ribeiros, onde passou a ser possível a travessia entre margens. Assim, o homem foi iniciando pequenas travessias de riachos, vales e rios, de modo a solucionar os seus problemas e as suas necessidades básicas, derrubando ele próprio árvores e movendo pedras [1]. Eis que surgiam as primeiras pontes. Na Figura 2.1 estão representadas as primeiras travessias entre margens.



Figura 2.1 - Primeiras travessias, ações do acaso, entre margens [1].

A ponte mais antiga que existe ainda em serviço é a ponte das Caravanas, sobre o rio Meles, em Smyrna, na Turquia. No entanto, a mais antiga de que há menção surgiu sobre o rio Nilo, construída por Menés, rei dos egípcios, no ano 2.560 a.C [1].

Muitas outras pontes surgiram ainda na nossa era, mas pertencem aos romanos os méritos da aplicação da técnica de construções de pontes em alvenaria de pedra, verdadeiras obras de arte que atingiram vãos na ordem dos 40 metros. As pontes romanas em arco-semi-círculo (técnica aprendida com os estruscos) com vãos até 30 metros, marcaram efetivamente uma época de engenharia de pontes [1]. Existem pontes por toda a Europa, mas as mais antigas executadas pelo império Romano estão situadas em Roma.

Desde a antiguidade que a madeira constitui um dos materiais preferenciais para a construção de pontes, devido a características como o baixo peso específico, boa resistência e facilidade de ser trabalhada. As pontes de madeira remontam aos tempos pré-históricos, onde os romanos as utilizavam para a travessia de rios largos como o Reno e o Danúbio. Reza a história que no século XVI o arquiteto Andrea Palladio utilizou treliças de madeira para vencer vãos com cerca de 30 metros [1].

As pontes treliçadas em aço começaram a aparecer em estruturas rodoviárias depois de 1875 e atingiram o seu pico entre 1890 e 1910. Durante a revolução industrial, a construção de pontes treliçadas nos EUA desenvolveu-se muito rapidamente. Muitos engenheiros executaram diferentes projetos destas estruturas com o objetivo de as aperfeiçoar, e os seus esforços não foram em vão. Pontes de madeira foram rapidamente substituídas por modelos de ferro ou então por combinações de ferro e madeira [2].

A revolução industrial marcou o “casamento” do ferro fundido com a construção de cúpulas de igrejas e pontes. Os caminhos de ferro surgem no século XIX, em Inglaterra, mas com o passar do tempo este meio de transporte generaliza-se por toda a Europa, tornando-se um dos principais fatores de desenvolvimento e, conseqüentemente, de necessidade de construir as respetivas vias [2].

A revolução industrial alterou por completo tudo o que tinha dominado a sociedade até então. Marca disso, foi a construção da primeira ponte de ferro, é uma ponte rodoviária, a ponte de Coalbrookdale (Figura 2.2), sobre o Rio Severn na Inglaterra [2]. Esta ponte é designada como a ponte de ferro (“ironbridge”), e foi construída por Darwy em 1779. Possui cinco arcos de ferro fundido, colocados em planos paralelos no sentido transversal, vencendo um vão central de 30 m. As pontes ferroviárias apenas surgiram em 1825, com a construção do viaduto de Gaunless, projetado por Stephenson para a linha de Stockton-Darlington [2].



Figura 2.2 - "Ironbridge", ponte em ferro sobre o rio Severn na Inglaterra².

Com a revolução industrial do século XX os produtos siderúrgicos tornaram-se mais competitivos e o aço estrutural passa a ser utilizado na construção de pontes, tendo sido a primeira construída em 1863 em Maastricht na Holanda. A partir de então desenvolveram-se as grandes pontes de treliça metálica e as pontes suspensas. O desenvolvimento das pontes metálicas não se processou sem alguns acidentes célebres, nomeadamente o da ponte ferroviária sobre o Tay, na escócia-Firth Forth Bridge, em 1879 e o da ponte Quebec em 1907 sobre o rio S. Lourenço no Canadá [2].

Em 1931, foi construída a ponte de Bayonne ("Bayonne Bridge"), em New Jersey (E.U.A), da autoria de O.Ammann, a qual com um vão de 504 m constitui o maior arco triangulado do mundo. Neste domínio realçam-se os trabalhos do francês G.Eiffel, o qual além da torre Eiffel mundialmente conhecida, projetou o viaduto do Gabarit, sobre o Truyère, construído em 1884 e a célebre ponte D. Maria Pia no Porto, construída em 1868 [2].

As Pontes são obras de arte na sua verdadeira expressão, e têm evoluído de uma forma notável. Nas mais diversas formas, compostas por diversos materiais e utilizando modernas técnicas de construção, permitiram que os vãos a serem vencidos se tornassem quase ilimitados. Os engenheiros têm explorado de maneira notável a integração dos materiais, concebendo obras de rara beleza, verdadeiros ícones da construção em todo o mundo. As pontes são obras que requerem rapidez, segurança e durabilidade e o aço é um dos componentes mais utilizados neste tipo de estruturas possibilitando uma maior flexibilidade na obtenção de diferentes formas e integração no meio ambiente com outros elementos.

² http://www.britainexpress.com/Where_to_go_in_Britain/Destination_Library/ironbridge.htm

2.2. Pontes metálicas em Portugal

A História das pontes metálicas em Portugal está intimamente ligada à construção das estradas e à sua evolução desde 1852, data da criação do Ministério das obras Publicas, comércio e da Industria e do concelho superior das obras públicas [3].

Em Portugal as pontes metálicas marcaram uma época, quer a nível histórico - cultural quer a nível da própria história da engenharia portuguesa. Existem obras de grande envergadura que constituem autênticas obras de arte e que descrevem parte da história de Portugal.

A construção de pontes metálicas em Portugal começou em 1841 com a ponte pênsil (forma estrutural em que o tabuleiro é sustentado por cabos metálicos) sobre o rio douro no porto, representada na fotografia da Figura 2.3. Esta ponte foi projetada e armada em ferro por engenheiros franceses, foi a primeira obra de muitas outras construídas no país por empresas estrangeiras, que tinham por vezes oficinas próprias para a fundição e a tecnologia de estaleiro para as montagens de superestruturas metálicas [3].



Figura 2.3 - Ponte pênsil, oficialmente designada D. Maria II.

A ponte, oficialmente designada D.Maria II era constituída com pilares em cantaria com 18 m de altura, cerca de 170 m de comprimento e 6 m de largura. Esta ponte era suportada por 8 cabos, 4 de cada lado, constituídos por fios de ferro. Em 1887 após a construção da ponte D. Luís, a ponte D. Maria II foi desmontada restando atualmente apenas os pilares e as ruínas da casa da guarda militar [3].

Até 1855, foram ainda construídas a ponte pênsil de Leça do Bailio e a ponte pênsil da trofa ou também designada por ponte da Barca da trofa sobre o rio Ave, todas em ferro e madeira.

Apesar de, no início do século XIX a tendência da engenharia ser a de conceber estruturas em arco, herdeiras das antigas pontes de pedra, apenas se conhece um exemplo de construção deste tipo durante essa época - o viaduto ferroviário sobre a Rua de Xabregas em Lisboa. Construído em 1854 é a única obra de arte no nosso país, a utilizar na sua superestrutura o ferro fundido. Foi projetado pelo engenheiro John Sutherland Valentine e apresentava um vão de 15,60 m formado por seis arcos abatidos em paralelo, apertados transversalmente por tirantes de ferro forjado, envolvidos em tubos de ferro fundido [3].

Em 1862 construiu-se o primeiro grande exemplo de ponte tubular de vigas, a ponte ferroviária da Praia do Ribatejo. substituída depois de uma cheia, pela atual ponte da Praia, sobre o rio Tejo junto a Constância, cuja estrutura foi fornecida pela Kanard & Cie [3]. A partir de 1870 generalizou-se o modelo de ponte de tramos retos e perfis cruzados de rótula simples ou múltipla, adequada a atravessamentos de rios com caudais pequenos e médios. É de salientar entre outras, as pontes de Abrantes, Benavente, Portimão, Freiria, Barbancho e D.Luis em Santarém, construídas pela Compagnie de Fives-Lille entre 1870 e 1880 [3].

Construíram-se ainda pontes utilizando vigas do sistema Schwedler (Vigas com o banzo inferior reto e o superior parabólico), de que temos dois exemplos rodoviários quase simultâneos: a ponte da régua concluída em 1872 e a da Portela em 1873 [3].

A substituição do ferro fundido pelo ferro, tornou possível a execução de um outro tipo de pontes, as pontes de arcos articulados, de que as pontes D. Maria Pia e Luís I, no Porto são verdadeiras referências. A adoção da estrutura em arco nestas duas pontes, resulta do facto de nesse local o rio Douro ser de grande profundidade e por isso difícil de transpor por uma obra de arte com pilares intermédios. A primeira foi construída pelo célebre engenheiro francês Gustave Eiffel, entre 1876 e 1877, para dar continuidade à Linha Férrea do Norte. Com uma extensão total de 354 m, é constituída por um grande arco, um tabuleiro central e dois laterais, assentes em cinco pilares metálicos. A ponte Luís I foi apresentada a concurso passados três anos da inauguração da Ponte D. Maria, com o projeto da autoria de Théophile Seyring [3].

É ainda de salientar a construção de pontes metálicas com dois tabuleiros sobrepostos destinados à circulação rodoviária e ferroviária, estruturalmente constituídas por duas vigas retas e contínuas, a exemplo temos, a ponte de Viana do Castelo e a ponte internacional de Valença do Minho-Tuv inauguradas em 1878 e 1886 respetivamente, são verdadeiros ex-libris locais. Da mesma tipologia mas já no início do século XX, foi construída a ponte do pocinho, por uma empresa portuguesa [3].

A partir dos meados da década de oitenta e até 1827, a construção de pontes metálicas é intensa, mas não muito variada. Predominam as pontes de vigas metálicas retas, de alma cheia, simples ou múltiplas, apoiadas em pilares de pedra ou ferro fundido, destinadas a vencer pequenos e médios vãos [3].

Pode-se assim afirmar que, no que se refere à construção de pontes a partir de meados do século passado, a evolução da metalurgia, que permitiu a execução de estruturas de características diversas e a constante preocupação com a sua conservação, permitem-nos contemplar ainda hoje diferentes testemunhos da arte do ferro na rede rodoviária e ferroviária nacional.

2.2.1. Manutenção de obras de arte em Portugal

As obras de arte construídas em Portugal pelos nossos antepassados, nomeadamente as pontes, revestem-se de um grande valor patrimonial, tanto ao nível da cidade onde se inserem, a nível nacional ou até mesmo a nível internacional como é o caso das ponte D.Maria Pia e ponte Luiz I no Porto, bem como a ponte internacional de Valença-Tuy, em Valença do Minho, referidas no subcapítulo anterior.

A reutilização ou manutenção, com a preservação desse valor, deve ser uma prioridade, com o objetivo de aumentar a vida útil das pontes e cada vez mais com uma crescente relevância em termos de desenvolvimento económico conseguindo-se assim aumentar o seu valor arquitetónico e estrutural [4]. Os engenheiros portugueses têm essencial importância a nível histórico neste ramo. Apesar de a maioria das pontes metálicas em Portugal não serem projetadas por engenheiros portugueses, estes acompanham grande parte destas estruturas quer a nível de avaliação de projetos, quer na fase de construção e essencialmente em projetos de reabilitação ou alteração. Em Portugal algumas estruturas sofreram total abandono por não assegurarem a segurança a nível estrutural devido à falta de manutenção ou até mesmo por não cumprirem de forma exemplar as necessidades da sociedade, como é o caso da ponte D. Maria Pia, atualmente fechada ao trânsito, ou a ponte da régua [4].



Figura 2.4- Ponte Maria Pia, Porto.



Figura 2.5- Ponte da Régua, Peso da Régua.

A preservação e recuperação das pontes metálicas em Portugal, quer rodoviárias quer ferroviárias, têm vindo a ser divulgado e a ter lugar, podendo desde já apontar-se alguns exemplos desse empenho. A ponte Luiz I foi objeto de estudos entre 1995 e 1996 com vista à

utilização da linha do metro do Porto. Em muitas outras pontes foi necessário recorrer à execução de projetos com novas soluções de reforço ou de alteração de modo a servir melhor a sociedade, permitindo cruzamento de veículos pesados, cargas e velocidades a nível de circulação, mais elevadas, como bom exemplo dessa situação temos a Ponte Eiffel no distrito de Viana do Castelo, a ponte de Mosteiró e do Pinhão sobre o rio douro, a ponte D. Luís em Santarém entre muitas outras [4].

A reabilitação de pontes metálicas pode ser apenas um carácter de reabilitação da obra, cujas funções para as quais foram projetadas se mantêm, outras há cujas novas funções para as quais se pretende a sua utilização, acarretam normalmente problemas estruturais de reforço, em resposta ao aumento das cargas atuantes e velocidade de circulação, acompanhadas pelo cumprimento dos novos regulamentos em vigor. Para manter a nossa história não basta recuperar estas estruturas, é necessário mantê-las.

2.3. Vigas em treliça

De acordo com Pfeil e Pfeil [5] cita que “As treliças são constituídas por segmentos de hastes, unidos em pontos denominados nós, formando uma configuração geométrica estável, de base triangular, que pode ser isostática (estaticamente determinada) ou hiperestática”. Vigas treliçadas são elementos estruturais que têm como fator comum serem compostas por barras rígidas em que a sua principal característica é ter os eixos das suas barras a concorrer num só nó como referido pelo autor na citação descrita anteriormente. Nas treliças as cargas são aplicadas sempre nos nós, não havendo qualquer transmissão de momento fletor entre os seus elementos, ficando assim as suas barras sujeitas apenas aos esforços axiais (esforços alinhados segundo o eixo das barras) de compressão ou tração (Figura 2.7). Na Figura 2.6 pode-se observar a nomenclatura dos diversos elementos de uma treliça plana.

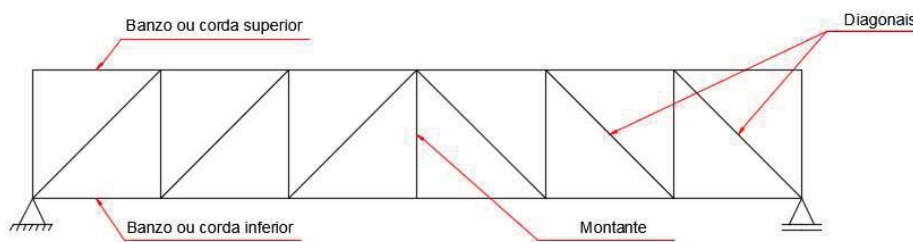


Figura 2.6- Elementos de uma treliça.

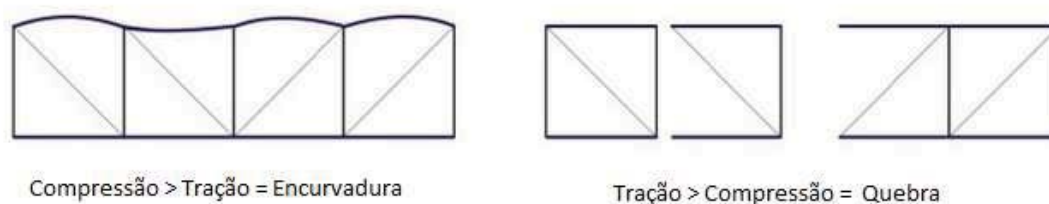


Figura 2.7 - Tração e compressão numa treliça.

As treliças têm variadas formas de serem aplicadas por serem elementos de grande resistência e de fácil aplicabilidade. Assim, Uma treliça pode ser usada para substituir uma viga de alma cheia em certos casos; por exemplo, uma viga reta simplesmente apoiada ou contínua, no tabuleiro de uma ponte suspensa, ou em uma ponte atirantada ou em arco. Uma treliça plana só pode receber cargas no seu plano. Para um sistema geral de cargas, é necessário empregar uma treliça espacial.”, pode-se afirmar que as treliças são bastante adequadas para estruturas metálicas onde as principais aplicações destes elementos estruturais são em coberturas industriais, edifícios e Pontes [1].

2.3.1. Tipos de treliça

As treliças planas podem assumir vários formatos, existindo um número quase ilimitado de formas, assim deste modo, pode-se destacar as seguintes formas para estruturas de pontes, estruturas estas que garantem uma eficiência a nível de estabilidade e que são geralmente utilizadas:

- **Treliça Warren ou do tipo w**

A treliça Warren (Figura 2.8) é uma estrutura simples que geralmente é utilizada em vãos menores porque não existe a necessidade de elementos verticais para dar maior resistência à estrutura [1]. Esta estrutura é formada por um triângulo isósceles normalmente sem montantes verticais. Segundo Pfeil e Pfeil [5] “. Quando a distância entre os nós fica muito grande , colocam-se montantes, criando pontos de aplicações de cargas”. Como referido pelo autor anterior pode-se acrescentar montantes na estrutura de modo a aumentar a estabilidade nos banzos superiores ou diminuir o comprimento dos banzos inferiores. A tensão neste tipo de estrutura alterna-se entre as diagonais. Na Figura 2.9 apresenta-se uma fotografia de uma ponte do tipo Warren em Inglaterra.

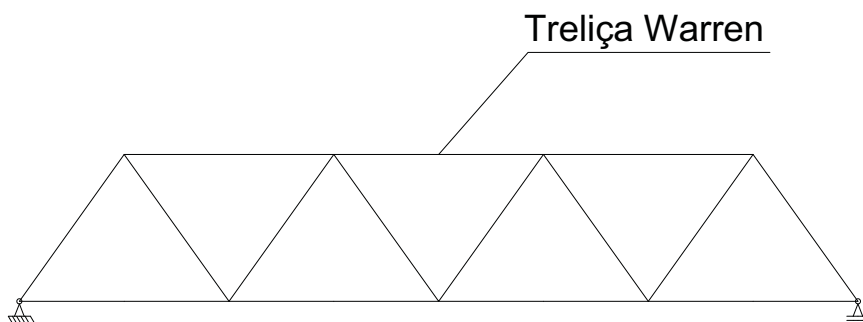


Figura 2.8 - Esquema de treliça do tipo Warren.



Figura 2.9 - Ponte em Stockport com vias em trliça warren, England³.

- Treliça Howe

A treliça do tipo Howe, representada na Figura 2.10, possui diagonais em ambas as direções. Se os seus elementos forem rigidamente conectados, têm-se uma estrutura com um grau de indeterminação estática elevado [5]. Os montantes deste tipo de treliça suportam tensões de tração enquanto as diagonais são conectadas de modo a suportar e resistir somente a esforços de compressão [1]. Sob a posição de uma carga móvel, uma das diagonais do painel atuará em compressão e a outra estará inativa. Quando o carregamento se move de maneira a mudar o sinal do esforço de corte de um painel, a primeira diagonal passará a estar inativa e a segunda receberá os esforços de compressão. As treliças Howe podem resultar em soluções mais económicas, visto que os elementos em compressão (normais ao banzo) são de menor dimensão [6]. Exemplo desta estrutura é a ponte Jay, em Jay, Nova York, como se pode observar na Figura 2.11.

³ <https://www.google.pt/maps/place/Stockport,+Reino+Unido/@53.4300634,-> (Adaptado Google maps visitado15/02/2016)

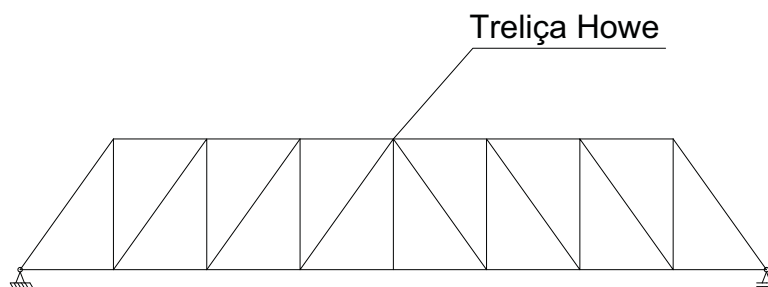


Figura 2.10 - Esquema de treliça do tipo Howe.



Figura 2.11 - Interior da ponte Jay em nova York (Treliza Howe)⁴.

- **Treliza Howe-Zhuravsky**

A treliça Howe-Zhuravsky, representada na Figura 2.12, apresenta diagonais em ambas as direções. Se os elementos da treliça forem rigidamente conectados, tem-se um grande grau de indeterminação estática. Os seus montantes interiores suportam esforços de tração, e as suas diagonais são conectadas de modo a resistir unicamente a esforços de compressão. Quando solicitada por uma carga móvel, uma das diagonais do módulo atuará em compressão e a outra estará inativa. À medida que a carga móvel se vai movendo de modo a mudar o sinal do esforço de corte no módulo, a primeira diagonal tornar-se-á inativa e a segunda diagonal recebe os esforços de compressão [1].

⁴ http://en.wikipedia.org/wiki/File:Jay_Bridge_interior.jpg (Visitado 15/02/2016)

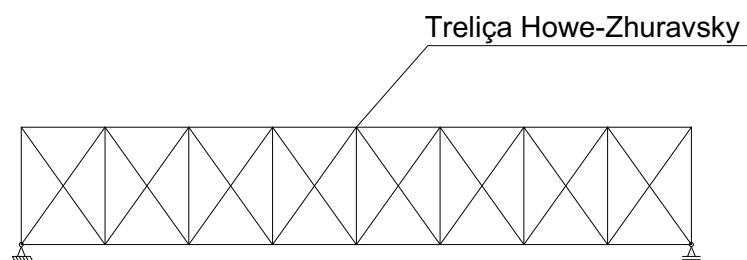


Figura 2.12 - Esquema de treliça do tipo Howe-Zhuravsky.

- Treliza Pratt

A treliça pratt, representada na Figura 2.13, desenvolvida por Thomas e Caleb Pratt (1844) foi concebida utilizando membros verticais de madeira à compressão e diagonais de ferro forjado à tração. Esta solução tornou-se um modelo muito adotado, não só devido ao fácil desenvolvimento do projeto, mas também ao facto de ser um modelo mais económico e de fácil montagem em obra.

A treliça Pratt é idêntica à treliça Howe, constituída por membros verticais e diagonais. As diagonais resistem a forças de tração enquanto os membros verticais resistem às forças de compressão exceto o elemento vertical logo a seguir à diagonal de extremidade. Os seus elementos estendem-se abaixo do tabuleiro onde circulam os veículos servindo assim componentes da superestrutura como da infraestrutura. A treliça Pratt apresenta algumas vantagens, devido aos montantes, que são elementos mais curtos da alma, estarem em compressão ao invés das diagonais mais longas. Contudo os banzos centrais são os elementos que recebem mais carga de compressão [7]. Um exemplo real de uma estrutura utilizando a treliça *Pratt* é a ponte Teófilo Trindade, Ponte em estudo nesta dissertação (Figura 2.15), a ponte de Santa Margarida do Sado e a ponte sobre o rio Hastings na Austrália (Figura 2.14).

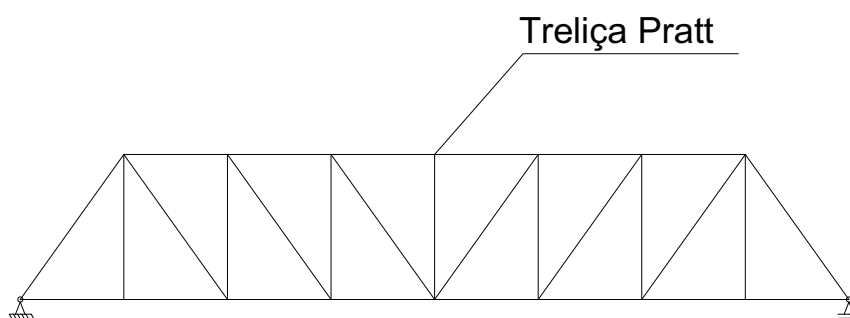


Figura 2.13 - Esquema de treliça do tipo Pratt.



Figura 2.14 - Ponte sobre o rio Hastis, Austrália. Viga treliçada do tipo Pratt⁵.



Figura 2.15 - Ponte de Coruche. Viga treliçada do tipo Pratt.

2.3.2. Tipos de plataformas em pontes treliçadas

Existem variados modelos de treliças, alguns destes modelos são executados sobre o tabuleiro das pontes, enquanto outros foram construídos sob a plataforma do tabuleiro existindo, desta forma, pontes com tabuleiro superior e tabuleiro inferior. De seguida apresentam-se vários tipos de tabuleiros.

Plataforma sobre elementos treliça

Em plataformas sobre os elementos treliças (Figura 2.16), a plataforma é anexada e encontra-se por cima da treliça. Todos os esforços suportados pela plataforma do tabuleiro são

⁵ http://ardp.net/hastings_bridge_24.jpg (visitado 16/02/2016)

transferidos a uma estrutura treliçada por de baixo do mesmo. Uma ponte com plataforma sobre elementos treliça é a ponte D. Luís em Santarém (Figura 2.17).

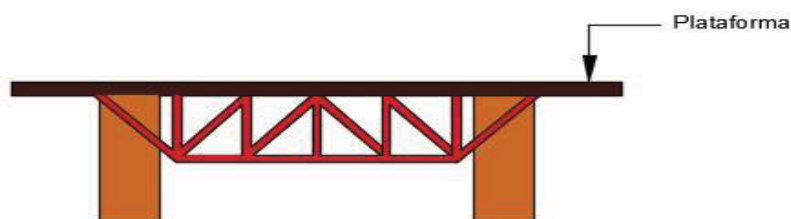


Figura 2.16 - Exemplo de plataforma sobre elementos treliça.



Figura 2.17 - Ponte de D. Luís em Santarém⁶.

Plataforma entre elementos treliça (Through Truss)

Neste modelo a plataforma para circulação dos veículos encontra-se entre a treliça, onde se pode ver elementos estruturais inferiores e superiores à plataforma referida anteriormente, como se pode observar na Figura 2.18.

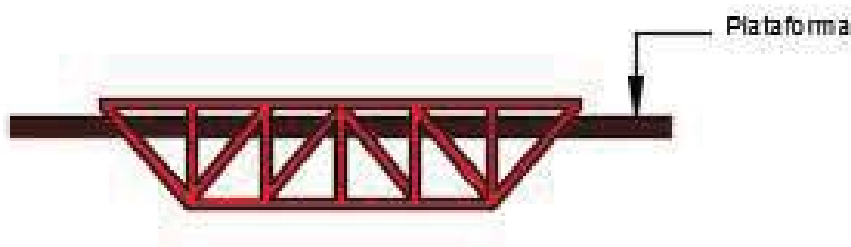


Figura 2.18 - Exemplo de plataforma entre elementos treliça.

⁶ <http://lidyhart.blogspot.pt/2011/10/portas-do-sol.html> (visitado 16/02/2016)

Um dos tramos da Ponte de Coruche sobre o rio Sorraia apresenta plataforma entre elementos, treliça (Figura 2.19).



Figura 2.19 - Primeiro tramo (sentido Sul-Norte) da Ponte de Coruche.

Plataforma entre metade dos elementos treliça (*Half Through Truss*)

Este modelo, representado na Figura 2.20, é similar ao modelo Through truss onde os elementos treliça se podem encontrar inferiormente ou superiormente à laje do tabuleiro, no entanto, os elementos estruturais acima da plataforma não se encontram ligados ao tabuleiro.



Figura 2.20 - Exemplo de plataforma *Half Through Truss*

Um exemplo de pontes com plataforma entre elementos treliça é a ponte Oklahoma K como se pode observar na Figura 2.21



Figura 2.21 - Oklahoma K-truss⁷.

2.4. Materiais

2.4.1. Generalidades

Em Portugal, nos últimos anos têm-se assistido a um progressivo aumento da construção metálica, o que reflete um aumento de competitividade deste tipo de solução estrutural em diversas áreas, como sejam as pontes, edifícios industriais, habitações, entre outras.

Um dos motivos para que as soluções metálicas se afirmem como uma tendência, é o facto de serem soluções mais económicas e com menor impacto ambiental.

O aço apresenta propriedades físicas que levam ao desenvolvimento de estruturas com esbelteza considerável, cujo seu dimensionamento tende a ser, em geral, condicionado pela verificação da estabilidade e/ou deformabilidade global da estrutura e dos seus elementos [8].

⁷ <http://okbridges.wkinsler.com/builders/oklahoma.html> (visitado 16/02/2016)

2.4.2. Aço estrutural

Existem nos dias de hoje mais de 3500 diferentes tipos de aço, dos quais cerca de 75% foram desenvolvidos durante os últimos 20 anos, confirmando-se uma enorme evolução nos últimos anos [9].

A resistência mecânica e de soldabilidade em aços são muito importantes, nomeadamente em pontes. A soldabilidade depende do valor do carbono equivalente CEV, que é definido a partir a partir da composição química através da seguinte expressão [9]:

(2.1)

$$CEV = \%C + \frac{\%Mn}{6} + \frac{\%Cr + \%Mo + \%V}{5} + \frac{\%Ni + \%Cu}{15}$$

Onde, (C) é a percentagem de carbono, (Mn) a percentagem de magnésio, (Cr) a percentagem de crómio, (Mo) a percentagem de molibdeno, (V) a percentagem de vanádio, (Ni) a percentagem de níquel e (Cu) a percentagem de carbono de efeitos adversos nas características mecânicas nos aços como o enxofre (S), o fosforo (P) e o hidrogénio (H), que são apresentados na *Tabela 2.1* extraída da norma EN 10025. O valor do carbono equivalente, é o coeficiente que nos dá ideia da soldabilidade de determinado aço, ou seja, quanto maior for este coeficiente menor é a soldabilidade. Este coeficiente é um fator muito importante no que diz respeito a pontes, pois a fendilhação devido aos processos de soldadura é especialmente gravosa devido aos efeitos de fadiga [9].

Tabela 2.1 - Características químicas dos aços estruturais (EN 10025).

LIMITE DE ESCOAMENTO MÍNIMO		MÉTODO DE DEOXIDAÇÃO	C EM % MAX. PARA A ESPESSURA NOMINAL PRODUTOS EM MM			Si % MAX.	Mn % MAX.	P % MAX. d	S % MAX. de	N % MAX. f	Cu % MAX. g	OUTROS % MAX. h
Conforme EN 10027 e CR10260	Conforme EN10027-2		≤ 16	> 16 ≤ 40	>40 ^p							
S235JR	1.0038	FN	0,19	0,19	0,23	-	1,50	0,045	0,045	0,014	0,60	-
S235J0	1.0114	FN	1,19	1,19	0,19	-	1,50	0,040	0,040	0,014	0,60	-
S235J2	1.0117	FF	0,19	0,19	0,19	-	1,50	0,035	0,035	-	0,60	-
S275JR	1.0044	FN	0,24	0,24	0,25	-	1,60	0,045	0,045	0,014	0,60	-
S275J0	1.0143	FN	0,21	0,21	0,21 ¹	-	1,60	0,040	0,040	0,014	0,60	-
S275J2	1.0145	FF	0,21	0,21	0,21 ¹	-	1,60	0,035	0,035	-	0,60	-
S355JR	1.0045	FN	0,27	0,27	0,27	0,60	1,70	0,045	0,045	0,014	0,60	-
S355J0	1.0553	FN	0,23 ³	0,23 ³	0,24	0,60	1,70	0,040	0,040	0,014	0,60	-
S355J2	1.0577	FF	0,23 ³	0,23 ³	0,24	0,60	1,70	0,035	0,035	-	0,60	-
S355K2	1.0596	FF	0,23 ³	0,23 ³	0,24	0,60	1,70	0,035	0,035	-	0,60	-
S450J0	10590	FF	0,23	0,23 ³	0,24	0,60	1,80	0,040	0,040	0,027	0,60	m

O aumento do teor de carbono eleva a resistência do aço, porém diminui a sua ductilidade (capacidade de se deformar). Em estruturas usuais de aço, nomeadamente em pontes, os aços mais utilizados são os de baixo ou moderado teor de carbono equivalente a $c_e < 0,4\%$, os quais apresentam um baixo ou até mesmo nenhum risco de fendilhação, podendo serem soldados sem nenhuma preocupação especial [5]. Na Tabela 2.2 apresenta-se as características do aço em função do teor de carbono.

Tabela 2.2-Categorias do aço em função do teor de carbono. Adaptado [8].

Baixo Carbono	$C < 0,15\%$
Moderado	$0,15\% < C < 0,29\%$
Médio Carbono	$0,30\% < C < 0,59\%$
Alto Carbono	$0,6\% < C < 1,7\%$

Os aços de baixa liga, designados também por aços de grão fino, são aços de carbono acrescidos de elementos de liga (cromo colúmbio, cobre, manganês, molibdênio, níquel, fosforo, vanádio, zircônio), os quais melhoram algumas das propriedades mecânicas [5]. Os elementos de liga produzem o aumento da resistência mecânica do aço com baixo teor de carbono, o que permite que esses elementos mantenham a sua ductilidade e soldabilidade. Com estes tipos de aços tornou-se possível a utilização de chapas de grande espessura (80mm a 150mm). França, nos últimos anos este tipo de aço têm sido muito utilizado em pontes metálicas e mistas [10].

Características Mecânicas do aço

As principais características dos materiais podem obter-se através de testes, nomeadamente ensaios à tração/compressão até à rotura. Ao efetuar-se um ensaio de tração de uma barra de aço, em geral obtém-se um diagrama de força/variação de comprimento (extensão), qualitativamente semelhante ao que se apresenta na Figura 2.22.

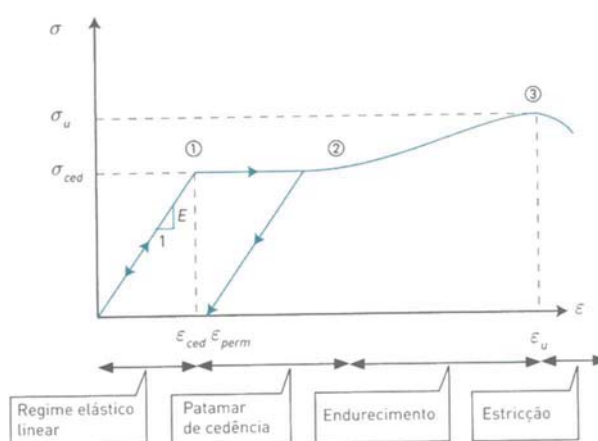


Figura 2.22 - Diagrama tensão/extensão (σ/ϵ) do aço [11].

O diagrama tensão/extensão de um aço depende não só das características do material como das dimensões do varão, comprimento e área da secção transversal ao seu eixo. Para tornar o diagrama independente das dimensões do varão considera-se não a força total aplicada ao varão, mas a força por unidade de área, a tensão, e a extensão, grandeza definida como sendo a variação de comprimento da barra a dividir pelo comprimento inicial da barra, definida por ϵ . Assim um diagrama σ/ϵ para um aço com umas determinadas características é o mesmo independentemente do comprimento e a área do varão. Este diagrama define a relação constitutiva do material [11]. Na Figura 2.23 está representada a forma do cálculo da extensão e tensão de um varão de aço de comprimento L quando solicitado por uma força de tração com uma intensidade igual a F.

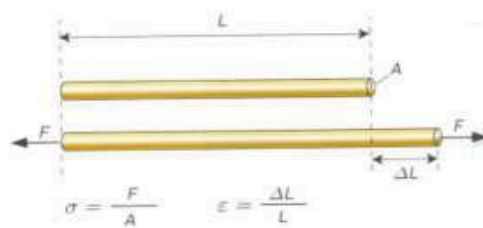


Figura 2.23 - Exemplo de cálculo da extensão e tensão de um varão de aço [11].

Como se pode observar, no gráfico da Figura 2.22, até a tensão aplicada à barra atingir o valor de cedência, σ_{ced} (ponto 1 no gráfico), a relação tensão/extensão é linear, ou seja, o gráfico é uma reta, existindo portanto uma relação constante entre tensões e extensões [11]. O coeficiente de proporcionalidade designa-se por módulo de elasticidade, E, e corresponde ao declive da reta inicial do diagrama como se indica na Figura 2.22. Se o teste prosseguir após a cedência pode observar-se que as extensões aumentam sem ser necessário aumentar a tensão aplicada. Isto corresponde ao troço horizontal entre os pontos 1 e 2 e designa-se por patamar de cedência. Entre os pontos 2 e 3 é necessário voltar a aumentar a tensão aplicada para aumentar a extensões, o que se designa de endurecimento. O diagrama atinge a sua máxima tensão no ponto 3 que se designa por tensão ultima σ_u ou tensão de rotura. A partir daí dá-se o fenómeno de estricção seguido de rotura do varão, originando dois varões menores separados [10].

Uma importante característica do aço é que se se retirar a carga antes de se atingir a tensão de cedência, o diagrama da descarga segue exatamente o mesmo trajeto do carregamento. Se, no entanto, a descarga apenas se iniciar após a cedência, a descarga dá-se como indicado na Figura 2.22, ou seja, seguindo uma reta paralela à reta inicial, de tal forma que quando a força aplicada é retirada o varão regista extensões permanentes para uma tensão nula, identificadas por ϵ_{perm} [11].

Em pontes, a tenacidade de um aço ganha elevada relevância devido ao facto de estas serem estruturas construídas por elementos soldados e sujeitos a fadiga (propagação de fendas).

A resistência à rotura frágil diminui com temperaturas baixas e com o aumento das espessuras das chapas. As características do aço relativamente à propagação de fendas são dadas pelos sufixos, JR, J0, J2, K2 para aços designados como “aços de construção”. Os quatro sufixos diferenciam-se pela temperatura à qual conseguem absorver uma mesma energia ao choque, antes da rotura. Na qualidade JR o ensaio é feito a +20°C, na J0 a 0°C, na J2 a -20°C e na K2 a -30°C, apresentando assim a qualidade K2 a melhor resistência à rotura frágil [11].

Em Portugal, hoje em dia os aços estruturais mais utilizados são o S235 (Fe360), o S275 (Fe430) e o S335 (Fe510), como se pode observar na Tabela 2.3. Estes aços são os aços laminados a quente (aços macios), caracterizados por percentagens de carbono baixas (da ordem dos 0,2%) [8].

Existem ainda aços com características diferentes dos descritos anteriormente, aplicados nouro tipo de soluções estruturais como o pré-esforço que apresentam limites elásticos superiores. Os valores nominais da tensão de cedência do aço, f_y , devem ser obtidos das seguintes formas [8]:

- a) Adotar os valores $f_y = R_{eh}$ e $f_u = R_m$, diretamente a partir do produto padrão;
- b) Usar simplificações da tabela seguinte;

Tabela 2.3 - Valores de tensões para tipos de aços mais utilizados em Portugal

Tipos de aço	Tensões nominais $\sigma_{rd} = f_{yd}$ [Mpa]	Tensão de rotura f_u [Mpa]	Tensões tangenciais $\tau_{rd} 1/3^{1/2} f_{yd}$ [Mpa]
S235	235	360	135
S275	275	430	160
S335	335	510	205

Na Tabela 2.4 apresenta-se os limites elásticos de rotura para diferentes aços estruturais considerados pelas normas europeias.

Tabela 2.4 - Valores nominais da tensão de cedência f_y e da tensão última à tração f_u para aços estruturais laminados a quente [12].

Norma e classe de aço	Espessura nominal t do componente da secção [mm]			
	t ≤ 40 mm		40 mm < t ≤ 80 mm	
	f_y [N/mm ²]	f_u [N/mm ²]	f_y [N/mm ²]	f_u [N/mm ²]
EN 10025-2				
S 235	235	360	215	360
S 275	275	430	255	410
S 355	355	490	335	470
S 450	440	550	410	550
EN 10025-3				
S 275 N/NL	275	390	255	370
S 355 N/NL	355	490	335	470
S 420 N/NL	420	520	390	520
S 460 N/NL	460	540	430	540
EN 10025-4				
S 275 M/ML	275	370	255	360
S 355 M/ML	355	470	335	450
S 420 M/ML	420	520	390	500
S 460 M/ML	460	540	430	530
EN 10025-5				
S 235 W	235	360	215	340
S 355 W	355	490	335	490
EN 10025-6				
S 460 Q/QL/QL1	460	570	440	550

Algumas propriedades complementares podem ainda ser consideradas para os aços macios, como se pode observar no Tabela 2.5. As seguintes características físicas são comuns a todos os tipos de aço estrutural na faixa normal de temperaturas atmosféricas.

Tabela 2.5- Características físicas do aço estrutural. Adaptado [12].

E - Modulo de elasticidade [Mpa]	E = 21000
G - Módulo de distorção [Mpa]	$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \approx 81000$
ν - Coeficiente de Poisson	0,3
α_t - Coeficiente de dilatação térmica linear	$12 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$
ρ - Massa volúmica [kg/m ³]	7850

2.4.3. Notas finais

Os aços distinguem-se essencialmente pelas alterações que o tratamento de têmpera provoca nas suas características de resistência e elasticidade, mas também pela sua percentagem de carbono. Como referido anteriormente quando o aço apresenta quantidades de carbono entre 0,2% e 0,3% é designado de aço macio. Em Portugal a designação de aços para todas as espécies ferro-carbono, em que o carbono não ultrapassa os 1,5%, também designados de aços duros.

As classificações dos aços dependem do seu processo de fabrico. O aço laminado quando obtido por laminagem, processo mecânico que permite a obtenção de várias formas perfiladas.

Os aços macios correntes são assumidos como materiais dúcteis, logo podem ser utilizados em estruturas metálicas analisadas e/ou dimensionadas através de métodos plásticos.

Os aços dos perfis enformados a frio em geral apresentam tensões limite de elasticidade superiores às do aço de base.

Capítulo 3. Código de segurança estruturas metálicas - Pontes metálicas

3.1. Regulamentação

As estruturas, devem obedecer às bases de dimensionamento estrutural que são apresentados no Eurocódigo 0 (NP EN 1990:2009). Neste regulamento que se apresentam as regras de base de projeto que articulam com os restantes Eurocódigos. De modo a quantificar as ações e realizar a análise a nível de cálculo estrutural são consultadas as diretivas presentes nas seguintes normas estruturais europeias:

- EN 1990: 2009, Bases para o projeto de estruturas;
- EN 1990: 2003, Anexo A2, Aplicação em pontes;
- EN 1991-1-1:2009, Ações em estruturas: Ações gerais - Pesos volúmicos, pesos próprios, Sobrecargas em edifícios;
- EN 1991-1-4:2010, Ações gerais - Ações do vento;
- EN 1991-2:2003, Ações em estruturas - Sobrecargas em pontes;
- EN-1993-1-1:1992, Projeto de estruturas de aço - Regras gerais e regras para edifícios;
- EN-1993-2:2006, Projeto de estruturas - Pontes em aço;
- EN-1993-1-8:2010, Projeto de ligações;
- EN-1993-1-9:2010, Projeto de estruturas de aço - Fadiga;
- EN-1998-1:2010, Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios;

A Figura 3.1 esquematiza a metodologia de cálculo para as estruturas em geral.



Figura 3.1 - Metodologia de cálculo para estruturas (Martins,2010).

3.2. Ações variáveis

3.2.1. Sobrecargas rodoviárias

Segundo o Eurocódigo (NP EN 1991-2:2003), o tráfego de veículos em pontes rodoviárias varia de acordo com a sua composição/tipologia, densidade, condições, os pesos extremos prováveis dos veículos e as suas cargas por eixo. Estas particularidades devem ser levadas em conta através do uso de modelos de carga adequados para determinada ponte, incluindo os efeitos da amplificação dinâmica. Assim, deste modo, para a verificação de segurança aos ELU são considerados quatro modelos de carga (Load Models):

- Modelo de sobrecarga 1 (Load Model 1, LM1): Destinado ao caso geral, é constituído por cargas concentradas (veículos tipo, denominados Tandem System, TS) e a cargas uniformemente distribuídas Uniformly Distributed Load, UDL), que cobrem a maior parte dos efeitos de tráfego dos veículos ligeiros e pesados;
- Modelo de sobrecarga 2 (Load Model 2, LM2): Aplicado a pontes de pequeno vão (3 a 7 metros) e constituído por uma carga concentrada num único eixo;
- Modelo de sobrecarga 3 (Load Model 3, LM3): Representa veículos especiais cuja circulação necessita de autorização específica. É constituído por cargas concentradas numa série de eixos que dependem da carga total do veículo;
- Modelo de sobrecarga 4 (Load Model 4, LM4): Modelo estabelecido para representar cargas de multidão e utilizado apenas quando o LM1 não cobre o seu efeito. Este modelo é constituído por uma carga uniformemente distribuída;

Na verdade, são utilizados quatro modelos para a verificação da segurança aos ELU, mas o modelo LM1 é o mais utilizado para verificações globais e locais, deste modo, como principal modelo do EC1 o LM1 será o modelo base utilizado nesta dissertação [13].

Em concreto, o modelo LM1, descrito na norma NP EN 1991-2:2003, considera a atuação conjunta de dois tipos de sobrecargas rodoviárias, o primeiro tipo de sobrecarga consiste na utilização de um veículo tipo (“*tadem system*”) que simula a posição dos veículos em cima da ponte, o segundo tipo de sobrecarga consiste numa carga uniformemente distribuída. Os veículos-tipo são constituídos por cargas concentradas em dois eixos sendo a carga por eixo dada pela expressão [13]:

$$\alpha_Q Q_k, \quad (3.1)$$

Em que α_Q corresponde ao coeficiente de ajuste nacional (especificado no Anexo Nacional), que permite considerar as diferenças de tráfego rodoviário nos diferentes estados membros da união europeia e diferentes classes de pontes.

As cargas uniformemente distribuídas são aplicadas em cada via e a carga por metro quadrado é dada por:

$$\alpha_q q_{k,,} \quad (3.2)$$

Em que α_q corresponde novamente ao coeficiente de ajuste nacional especificado no Anexo Nacional.

O LM1 é considerado o caso de carga que melhor simula os efeitos de tráfego comum e as cargas criadas pelos veículos. Os restantes casos de carga, LM2, LM3, LM4 são reservados para simular efeitos dinâmicos, veículos especiais e outras situações [13].

Modelos de carga estática

De acordo com a NP EN 1991-2:2003, a largura das faixas de rodagem (incluindo bermas e/ou separadores não fixos), é dividida em vias fictícias de três metros de largura, sendo a via que provoca o efeito mais desfavorável identificada como via nº1 (*Lane 1*). É de referir que a largura e posição das vias não têm que corresponder à marcação física das vias no pavimento, mas é segundo estas que o carregamento é feito. Assim, o modelo LM1 deve ser aplicado em cada via e na área remanescente. Pode-se observar na Tabela 3.1 a metodologia para definir o número de vias fictícias e a sua respetiva largura.

Tabela 3.1-Definição do número e da largura das faixas imaginárias bem como das áreas remanescentes [14].

<i>Carriageway width w</i>	<i>Number of notional lanes n_l</i>	<i>Width of a notional lane</i>	<i>Width of the remaining area</i>
$W < 5.4 \text{ m}$	1	3 m	$w-3 \text{ m}$
$5.4 \text{ m} \leq w < 6 \text{ m}$	2	$0.5 w$	0
$6 \text{ m} \leq w$	$\text{int}(w/3)$	3 m	$w-3 \times n_l$

A largura da faixa de rodagem, W, deve ser medida entre passeios (Guarda rodas) em que a sua altura tem de ser maior que 100 mm (Valor recomendado) ou entre os limites das barreiras de segurança em todos os outros casos. Na Figura 3.2 apresenta-se o exemplo de cálculo da distância w.

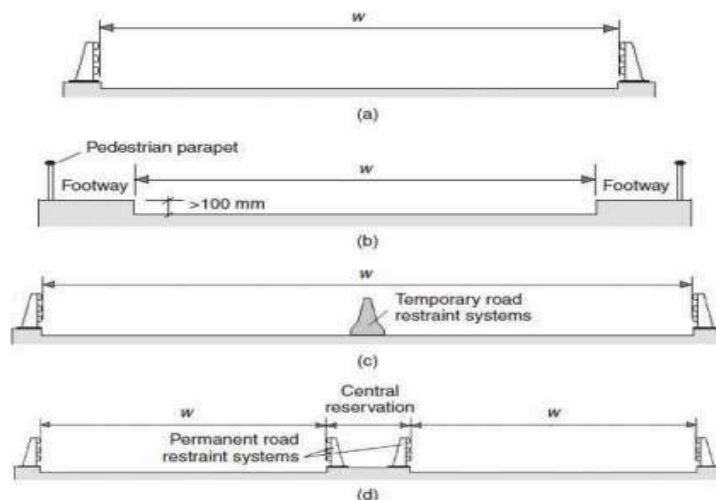


Figura 3.2 - Determinação de w de acordo com a NP EN 1991-2:2003 [14].

O número e a posição das faixas imaginárias dependem dos elementos em questão e devem ser escolhidos de forma a maximizar os efeitos considerados. A via que produz os efeitos mais desfavoráveis como já foi referida anteriormente é a via nº1 e assim sucessivamente de forma a diminuir condições mais desfavoráveis [13]. Por esta razão a localização das vias fictícias não estão ligadas com a sua numeração nem com a posição física das mesmas como podemos observar na Figura 3.3.

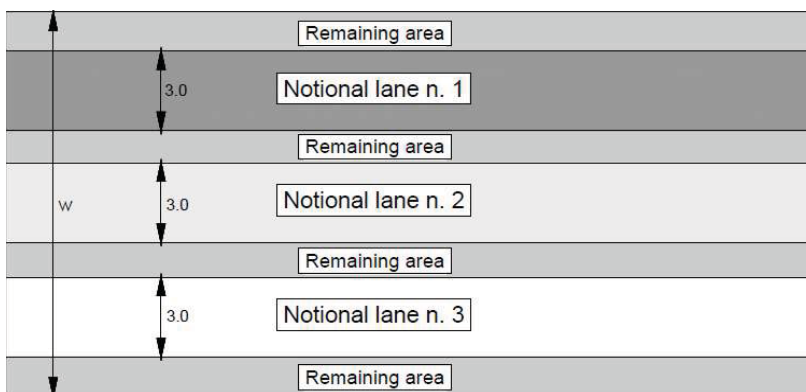


Figura 3.3-Exemplo da divisão e numeração das faixas imaginárias de acordo com a norma NP EN 1991-2:2003 [14].

Para a avaliação dos efeitos do tráfego de modo a se fazer a verificação aos ELU, quatro modelos de carga são considerados na EN 1991-2, como já referido. O modelo de carga nº1 (LM1) normalmente reproduz efeitos de tráfego que têm de ser tidos em conta nas verificações globais e locais. Este modelo é composto por cargas concentradas e cargas distribuídas: um sistema de duas cargas concentradas por eixo, uma por linha imaginária i , que representa um peso de

$2 \times \alpha_{Qj} \times Q_{ki}$ (Tabela 3.2 e Figura 3.4), cuja sua geometria é representada na Figura 3.5, por um sistema de cargas uniformemente distribuídas por metro quadrado dado por $\alpha_{qj} \times q_{ki}$ [13].

Tabela 3.2 - Valores característicos do Modelo de carga LM1 [14].

Position	Tadem system - Axle load Q_{ik} [kN]	Uniformly distributed load q_{ik} [kN/m ²]
Notional Lane n. 1	300	9,0
Notional Lane n. 2	200	2,5
Notional Lane n. 3	100	2,5
Other Notional Lanes	0	2,5
Remaining Area	0	2,5

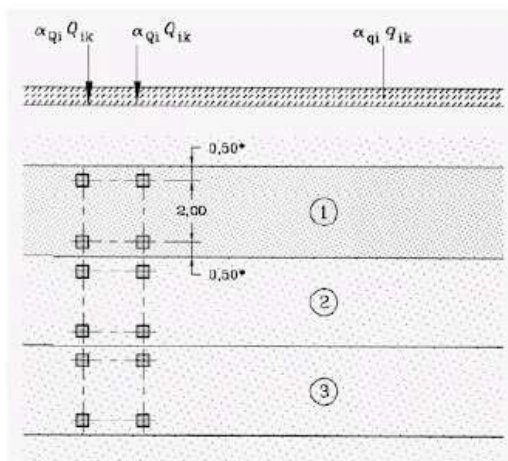


Figura 3.4 - Modelo (LM1) proposto pelo EC1 [14].

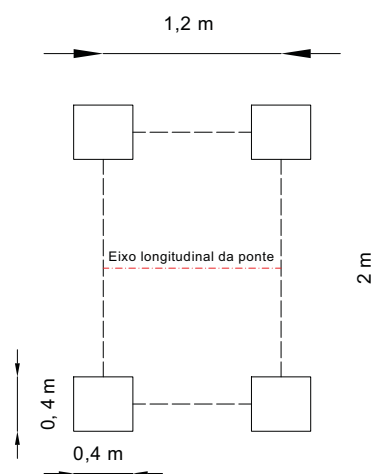


Figura 3.5 - Geometria do veículo tipo (LM1).

No que diz respeito aos coeficientes de ajuste, α_Q , para o caso português, estão resumidos na Tabela 3.3 os valores característicos de acordo com a classe de tráfego.

Tabela 3.3-Coeficientes de ajuste associados ao LM1 [15].

	α_{Q1}	$\alpha_{Q1(i \geq 2)}$	α_{q1}	$\alpha_{q1(i \geq 2)}$	α_{qr}
Classe I	1	1	1	1	1
Classe II	0,9	0,8	0,7	1	1

É de referir que para para classe I os coeficientes admitem valores iguais à unidade de modo a reproduzir situações de tráfego industrial intenso e pesado, sendo que para a Classe II são admitidas situações mais correntes como estradas e autoestradas, podendo-se assim aplicar uma redução de 10% a 20% dos coeficientes aplicativos à via nº1 [15].

3.2.2. Sobrecarga dos passeios

Relativamente à sobrecarga em passeios, a norma NP EN 1991-2:2003, estabelece uma carga uniformemente distribuída, q_{fk} , de 5 kN/m² ou uma carga pontual, Q_{fwb} , de 10 kN numa superfície quadrada de 0,10 m de aresta como podemos observar na Figura 3.6, optando-se assim pela sobrecarga mais condicionante.

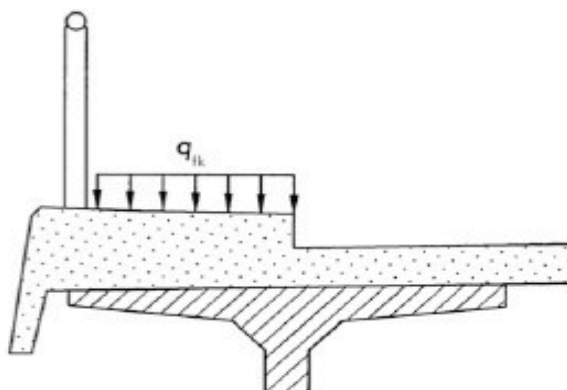


Figura 3.6-Valor característico da sobrecarga nos passeios [14].

3.2.3. Forças de frenagem e aceleração

A norma europeia NP EN 1991-2:2003 considera necessário, também, definir uma força longitudinal horizontal de modo a simular as forças de travagem e aceleração dos veículos no tabuleiro da ponte. Esta ação têm um valor máximo de 900 kN que corresponde á força de frenagem máxima provocada por veículos militares e é calculada como uma fração do valor máximo das cargas devidas ao LM1 (*Lane Model 1*) aplicadas à via fictícia 1 de acordo com a seguinte expressão:

$$Q_{1k} = 0,6 \times \alpha_{Q1} \times (2 \times Q_{1k}) + 0,1 \times \alpha_{q1} \times q_{1k} \times w_1 \times L \quad (3.3)$$

$$180 \times \alpha_{Q1} \leq Q_{ik} \leq 900$$

(3.4)

Em que:

- α_{Q1} . é um fator de ajuste que depende da classe de carga, considerando-se, neste caso, igual a 1;
- $2Q_{1k}$. é o peso dos dois eixos do modelo de carga 1, aplicados na via fictícia nº 1;
- q_{1k} . é a densidade da carga uniformemente distribuída na via fictícia nº 1;
- W_1 . é a largura da via fictícia nº 1;
- L - é o comprimento do tabuleiro em estudo.

3.2.4. Grupos de ações de tráfego em pontes rodoviárias

De acordo com o EC1, a simultaneidade do modelo de carga 1 (LM1) com as sobrecargas pedonais e ações horizontais devem ser tomadas em conta considerando os grupos de cargas apresentados na Tabela 3.4.

Tabela 3.4 - Grupos de tráfego em pontes rodoviárias. Adaptado [13].

Sistema de ação	LM1 (TS e UDL)	LM2	LM3	LM4	Frenagem e Aceleração	Centrifuga	Uniformemente distribuída
Grupos de Cargas	Gr1a	Valores Característicos	-	-	-	-	Valor de combinação
	Gr1b	-	Valores Característicos	-	-	-	-
	Gr2	Valores Frequentes	-	-	-	Valores Característicos	Valores Característicos
	Gr3	-	-	-	-	-	Valores Característicos
	Gr4	-	-	-	Valores Característicos	-	Valores Característicos
	Gr5	Ver Anexo A	-	Valores Característicos	-	-	-

Para a estrutura em estudo é considerado a atuação dos grupos Gr1a e Gr2. Estes grupos definidos na norma EN 1991-2, devem ser tidos em conta nas combinações como uma única variável. É de referir ainda que a ação do vento e da temperatura não devem ser consideradas em simultâneo com nenhum grupo de ações de tráfego rodoviário, e que por sua vez a ação do vento apenas necessita de ser combinada com o grupo Gr1a [13].

3.3. Ação sísmica

3.3.1. Espectros de resposta do EC8

A definição dos espectros de resposta do EC8 têm em conta cinco parâmetros: O tipo de sismo, a zona sísmica onde se localiza a estrutura, a classe de importância e o tipo de terreno.

Em Portugal existem dois tipos de ação sísmicas. Uma ação sísmica afetada (Tipo 1), que afeta Portugal continental e o Arquipélago da Madeira, e uma ação sísmicas próxima (Tipo 2), que afeta Portugal Continental e o Arquipélago dos Açores.

Na Figura 3.7 e Figura 3.8 pode-se observar-se a zona sísmica defininha pela norma NP EN1998-1:2010 para Portugal continental e ilhas.

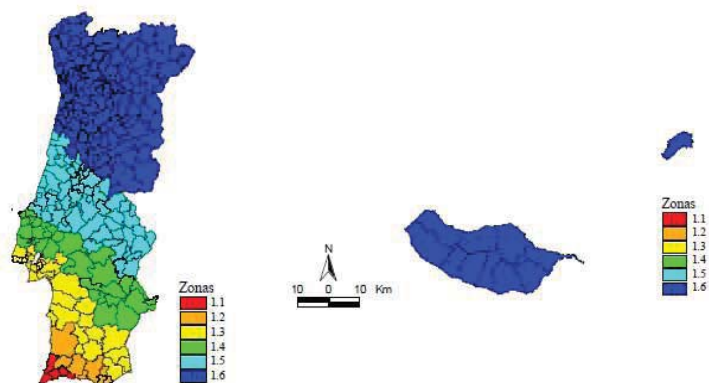


Figura 3.7- Zoneamento sísmico Portugal Continental e Arquipélago da Madeira (Ação sísmica Tipo 1).

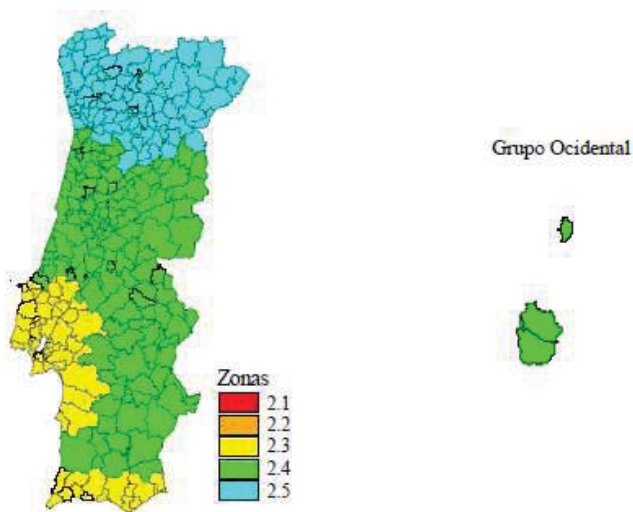


Figura 3.8- Zoneamento sísmico Portugal Continental e Arquipélago dos Açores (Ação sísmica Tipo 2).



Figura 3.9 - Zoneamento sísmico Arquipélago da madeira (Ação sísmica Tipo 1).

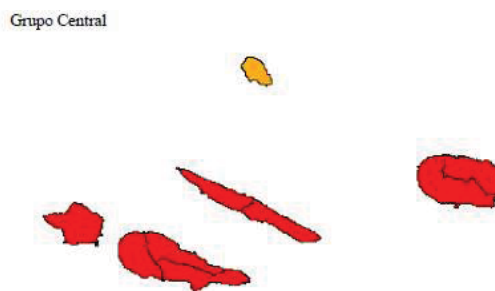


Figura 3.10 - Zoneamento sísmico Arquipélago dos Açores (Ação sísmica Tipo 2).

No Anexo Nacional do EC8 - parte 1 são definidas as acelerações máximas de referência a_{gr} na rocha. Na tabla apresentam-se os valores de a_{gr} .

Tabela 3.5 - Acelerações de referência na rocha (Anexo Nacional EC8).

Acção sísmica Tipo 1		Acção sísmica Tipo 2	
Zona Sísmica	a_{gr} (m/s^2)	Zona Sísmica	a_{gr} (m/s^2)
1.1	2,5	2.1	2,5
1.2	2,0	2.2	2,0
1.3	1,5	2.3	1,7
1.4	1,0	2.4	1,1
1.5	0,6	2.5	0,8
1.6	0,35	-	-

Coefficiente de importância

A ação sísmica de projeto é em função de um coeficiente de importância, γ_1 . Este traduz a importância da construção de acordo com os danos que resultam no caso do seu colapso. Este coeficiente de importância varia de acordo com as classes de importância de cada edifício. É de referir que este coeficiente está definido apenas para edifícios, no caso de pontes os coeficientes de importância a adotar devem ser os mais elevados, visto que no caso de ocorrer um sismo, estas devem ser capazes de manter as suas funções.

Os coeficientes de importância para pontes estão expressos para pontes no Anexo Nacional A2.

O valor do coeficiente de importância vai afetar o valor da aceleração máxima de referência obtendo-se a aceleração máxima de projeto na rocha:

$$a_g = \gamma_1 \times a_{gr} \quad (3.5)$$

Terreno de fundação

Quanto aos terrenos de fundação, são definidos 5+2 tipos, em que os últimos dois tipos exigem que se façam estudos na definição da ação sísmica. Na Tabela 3.6 apresentam-se os terrenos para a definição da ação sísmica.

Tabela 3.6 - Definições da ação sísmica. [15]

Tipo de terreno	Descrição do perfil estratigráfico	Parâmetros		
		$v_{s,30}$ (m/s)	N_{SPT} (palcadas/30 cm)	c_u (kPa)
A	Rocha ou outra formação geológica de tipo rochoso, que inclua, no máximo, 5 m de material mais fraco à superfície	> 800	–	–
B	Depósitos de areia muito compacta, de seixo (cascalho) ou de argila muito rijas, com uma espessura de, pelo menos, várias dezenas de metros, caracterizados por um aumento gradual das propriedades mecânicas com a profundidade	360 – 800	> 50	> 250
C	Depósitos profundos de areia compacta ou medianamente compacta, de seixo (cascalho) ou de argila rija com uma espessura entre várias dezenas e muitas centenas de metros	180 – 360	15 - 50	70 - 250
D	Depósitos de solos não coesivos de compacidade baixa a média (com ou sem alguns estratos de solos coesivos moles), ou de solos predominantemente coesivos de consistência mole a dura	< 180	< 15	< 70
E	Perfil de solo com um estrato aluvionar superficial com valores de v_s do tipo C ou D e uma espessura entre cerca de 5 m e 20 m, situado sobre um estrato mais rígido com $v_s > 800$ m/s			
S_1	Depósitos constituídos ou contendo um estrato com pelo menos 10 m de espessura de argilas ou siltes moles com um elevado índice de plasticidade ($PI > 40$) e um elevado teor de água	< 100 (indicativo)	–	10 - 20
S_2	Depósitos de solos com potencial de liquefação, de argilas sensíveis ou qualquer outro perfil de terreno não incluído nos tipos A – E ou S_1			

Tendo em conta a categoria do terreno assumem-se de acordo com o Anexo Nacional para os períodos bem como para o coeficiente de solo, valores constantes referentes à ação sísmica tipo 1 e tipo 2 (Tabela 3.7 e Tabela 3.8).

Tabela 3.7 - Constantes referentes à ação sísmica tipo 1 (Anexo Nacional EC8).

Acção Sísmica Tipo 1 (Sismo Afastado)						
Variáveis	Terreno Tipo					
	A	B	C	D	E	
Zona 1.1	S	1,0	1,2	1,3	1,4	1,4
	T_B [s]	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1
	T_C [s]	0,6	0,6	0,6	0,8	0,6
	T_D [s]	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0
Zona 1.2	S	1,0	1,2	1,4	1,6	1,5
	T_B [s]	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1
	T_C [s]	0,6	0,6	0,6	0,8	0,6
	T_D [s]	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0
Zona 1.3	S	1,0	1,2	1,5	1,8	1,7
	T_B [s]	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1
	T_C [s]	0,6	0,6	0,6	0,8	0,6
	T_D [s]	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0
Zonas 1.4 a 1.6	S	1,0	1,3	1,6	2,0	1,8
	T_B [s]	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1
	T_C [s]	0,6	0,6	0,6	0,8	0,6
	T_D [s]	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0

Tabela 3.8 - Constantes referentes à ação sísmica tipo 2 (Anexo Nacional EC8).

Acção Sísmica Tipo 2 (Sismo Afastado)						
Variáveis	Terreno Tipo					
	A	B	C	D	E	
Zona 2.1 a 2.3	S	1,0	1,35	1,5	1,8	1,6
	T_B [s]	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1
	T_C [s]	0,25	0,25	0,25	0,3	0,25
	T_D [s]	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0
Zonas 2.4 e 2.5	S	1,0	1,35	1,6	2,0	1,8
	T_B [s]	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1
	T_C [s]	0,25	0,25	0,25	0,3	0,25
	T_D [s]	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0

Definição analítica do espectro de resposta

De uma maneira geral o Eurocódigo 8 define a ação sísmica com base em espectros de resposta elástica de aceleração. Para as componentes de resposta horizontais, o espectro de cálculo $S_d(T)$ é definido pelas seguintes expressões:

$$0 \leq T \leq T_B: S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (3.6)$$

$$T_B \leq T \leq T_C: S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \quad (3.7)$$

$$T_C \leq T \leq T_D: S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (3.8)$$

$$T_D \leq T: S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (3.9)$$

em que:

$S_d(T)$ - Espectro de cálculo;

T - Período de vibração de um sistema linear com um grau de liberdade;

a_g - Valor de cálculo da aceleração à superfície para um terreno do tipo A ($a_g = \gamma_I \cdot a_{gR}$);

T_B - Limite inferior do período no patamar de aceleração espectral constante;

T_C - Limite superior do período no patamar de aceleração espectral constante;

T_D - Valor que define no espectro o início do ramo de deslocamento constante;

S - Coeficiente de solo;

q - Coeficiente de comportamento;

β - Coeficiente correspondente ao limite inferior do espectro de cálculo horizontal, considerado igual a 0,2;

3.4. Ação do vento

A ação do vento em estruturas é apresentada no capítulo 8 da NP EN 1991-1-4:2010. A ação do vento deve ser considerada na direção mais desfavorável.

3.4.1. Ação no tabuleiro

A força do vento pode ser calculada da seguinte forma:

$$F_w = \frac{1}{2} \times \rho \times v_b^2 \times C \times A_{ref,x} \quad (3.10)$$

em que:

v_b - Valor de referência da velocidade do vento;

C - Coeficiente de força do vento, C;

$A_{ref,x}$ - Área de referência;

ρ - Massa volúmica do ar⁸;

Determinação do valor de referência da velocidade do vento, v_b

⁸ Adaptou-se o valor recomendado de 1,25 Kg/m³. Depende da altitude da temperatura e da pressão atmosférica.

O valor de referência da velocidade do vento pode ser calculado através da seguinte expressão:

$$v_b = c_{dir} \times c_{season} \times v_{b,o} \quad (3.11)$$

em que:

- c_{dir} - Coeficiente de direção. Em geral igual a 1,0;
- c_{season} - Coeficiente de sazão. Em geral igual a 1,0;
- $v_{b,o}$ - Valor básico da velocidade de referência do vento;

Para o efeito da quantificação do valor básico da velocidade do vento, o Anexo Nacional da NP EN 1991-4:2010 divide o país em duas zonas para permitir a sua quantificação. Uma zona A que considera a generalidade do território, exceto as regiões pertencentes à zona B. Uma zona B que considera os arquipélagos dos açores e da madeira e as regiões do continente situadas numa faixa costeira com 5 km de largura ou altitudes superiores a 600 m. O valor básico de $v_{b,o}$ a ser considerado para cada uma das zonas do país é apresentado na Tabela 3.9

Tabela 3.9 - Valor básico da velocidade de referência do vento.

Zona	$v_{b,o}$ [m/s]
A	27
B	30

Determinação do valor médio da velocidade do vento, v_m

A velocidade média do vento a uma altura z acima do solo, $v_m(z)$, é dado pela seguinte expressão:

$$v_m(z) = c_r(z) \times c_0(z) \times v_b \quad (3.12)$$

em que:

- $c_r(z)$ - Coeficiente de rugosidade;
- $c_0(z)$ - Coeficiente de orografia. Em geral igual a 1,0;

Determinação do valor de rugosidade do terreno, c_r

O coeficiente de rugosidade do terreno tem em conta a variabilidade da velocidade média do vento no local da construção. O procedimento recomendado para a determinação do coeficiente de rugosidade à altura z é definido pela expressão seguinte:

$$c_r(z) = k_r \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad \text{para } z_{min} \leq z \leq z_{max} \tag{3.13}$$

$$c_r(z) = c_r(z_{min}) \quad \text{para } z \leq z_{min}$$

Em que

z_0 - Comprimento de rugosidade;
 k_r - Coeficiente de terreno depende do comprimento de rugosidade z_0 , calculado através da seguinte expressão:

$$k_r = 0,19 \times \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0,07} \tag{3.14}$$

em que:

$z_{0,II}$ - Igual a 0,05 m (Categoria de terreno II, Tabela 3.10);
 z_{min} - Altura mínima definida na Tabela 3.10
 z_{max} - Ser considera igual a 200 m;

z_0 e z_{min} dependem da categoria do terreno. A Tabela 3.10 apresenta os valores recomendados no Anexo Nacional da EN 1991-1-4 em função de cinco categorias de terreno representativas.

Tabela 3.10 - Categorias de terreno e respetivos parâmetros. (Tabela NA-4.1)

Categoria de terreno		z_0 [m]	z_{min} [m]
I	Zona costeira exposta aos ventos de mar	0,005	1
II	Zona de vegetação rasteira, tal como erva, e obstáculos isolados (árvores, edifícios) com separações entre si de, pelo menos, 20 vezes a sua altura	0,05	3
III	Zona com uma cobertura regular de vegetação ou edifícios, ou com obstáculos isolados com separações entre si de, no máximo, 20 vezes a sua altura (por exemplo: zonas suburbanas, florestas permanentes)	0,3	8
IV	Zona na qual pelo menos 15 % da superfície está coberta por edifícios com uma altura média superior a 15 m	1,0	15
<p><i>NOTA 1: As categorias de terreno II, III e IV estão ilustradas em A.1.</i></p> <p><i>NOTA 2: O coeficiente de rugosidade, $c_r(z)$, é ilustrado na Figura NA.1.</i></p>			

Determinação do valor da turbulência do vento, I_v

A intensidade de turbulência à altura z , $I_v(z)$, é definida como o quociente entre o desvio padrão da turbulência e a velocidade média do vento como se pode observar na seguinte expressão:

$$I_v(z) = \frac{\sigma_v}{v_m(z)} = \frac{k_I}{c_0(z) \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \quad \text{para } z_{min} \leq z \leq z_{max} \quad (3.15)$$

$$I_v(z) = I_v(z_{min}) \quad \text{para } z < z_{min}$$

em que:

- k_I - Coeficiente de turbulência. Valor recomendado igual a 1,0;
- c_0 - Coeficiente de orografia;
- z_0 - Comprimento de rugosidade (Tabela 3.10);

O desvio padrão da turbulência, σ_v , poderá ser determinado de acordo com a seguinte equação:

$$\sigma_v = k_r \times v_b \times k_I \quad (3.16)$$

Para calcular o coeficiente de terreno k_r , ver expressão (3.14); para o valor de referência da velocidade do vento v_b , ver expressão (3.11); para o coeficiente de turbulência k_I , o valor recomendado é 1,0;

Determinação do valor de Pressão dinâmica de pico, q_p

A pressão dinâmica de pico deverá ser determinada à altura z , a qual resulta da velocidade média e das flutuações de curta duração da velocidade do vento. A pressão dinâmica de pico é dada pela seguinte expressão:

$$q_p(z) = [1 + 7 \times I_v(z)] \times \frac{1}{2} \times \rho \times v_m(z)^2 = c_e(z) \times q_b \quad (3.17)$$

em que:

- $c_e(z)$ - Coeficiente de exposição, calculado pela expressão (3.18);

$$c_e(z) = \frac{q_p(z)}{q_b} \quad (3.18)$$

q_b - Pressão dinâmica de referência, calculada pela expressão (3.19);

$$q_b = \frac{1}{2} \times \rho \times v_v^2 \quad (3.19)$$

Coeficiente de força para estruturas treliçadas

O coeficiente de força para as estruturas treliçadas paralelas deverá ser obtido através seguinte expressão:

$$c_f = c_{f,0} \times \Psi_\lambda \quad (3.20)$$

em que:

$c_{f,0}$ - Coeficiente de força para estruturas treliçadas sem efeitos de extremidade, fornecidos pela Figura 3.12 em função do índice de cheios φ ;

Ψ_λ - Coeficiente de efeitos de extremidade, o qual é em função da esbelteza da estrutura, λ , calculada com l e b como se pode observar na Figura 3.11.

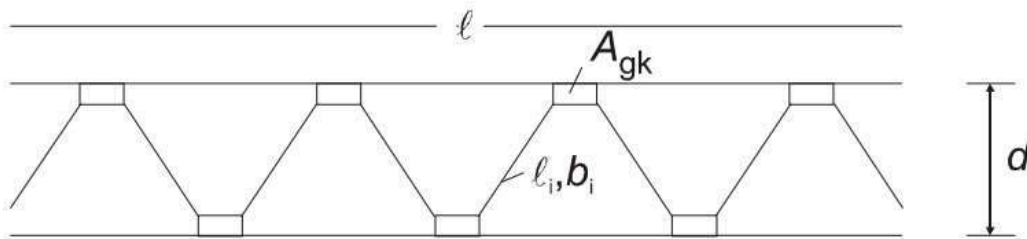


Figura 3.11 - Estrutura treliçada.

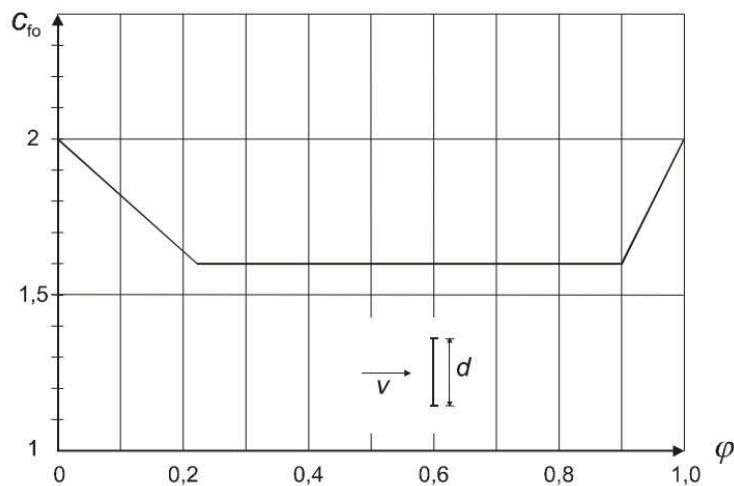


Figura 3.12 - Coeficiente de força $c_{f,0}$ para uma estrutura treliçada plana constituída por perfis de secção angular, em função do índice de cheios φ . (Tabela 7.33 EN 1991-1-4)

O índice de cheios é definido pela seguinte expressão:

$$\varphi = \frac{A}{A_c} \quad (3.21)$$

em que:

A - Soma das áreas das projecções no plano da face, perpendicularmente a esse plano,

de todos os elementos e chapas de gousset da face: $A = \sum_i b_i \times l_i + \sum A_{gk}$;

A_c - Área limitada pelo contorno da face em projecção normal à mesma = $d \times l$;

l - Comprimento da treliça;

d - Largura da treliça;

b_i, l_i - Largura e comprimento do elemento i (ver Figura 3.11);

A_{gk} - Área da chapa de gousset k ;

A área de referência A_{ref} deverá ser determinada de acordo com a equação seguinte:

$$A_{ref} = A \quad (3.22)$$

O coeficiente de efeito de extremidade calcula-se tendo em conta a esbelteza efetiva, λ . A esbelteza efetiva deverá ser definida em função das dimensões da construção e da sua posição.

O Anexo Nacional poderá fornecer valores para λ e para ψ_λ . Os valores fornecidos para λ são apresentados na Tabela 3.11 e na Figura 3.13 são fornecidos valores para ψ_λ em correspondência com diversos valores do índice de cheios φ .

Tabela 3.11 - Valores de λ recomendados para cilindros, elementos com secção poligonal (incluindo retangular), perfis com arestas vivas e estruturas treliçadas. (Tabela 7.16 da EN 1991-1-4).

N.º	Posição da estrutura, vento perpendicular ao plano da figura	Esbelteza efectiva λ
1		<p>Para elementos com secção poligonal, perfis com arestas vivas e estruturas treliçadas:</p> <ul style="list-style-type: none"> - para $\ell \geq 50$ m, o menor dos valores $\lambda=1,4\ell/b$ ou $\lambda=70$; - para $\ell < 15$ m, o menor dos valores $\lambda=2\ell/b$ ou $\lambda=70$.
2		<p>Para cilindros de base circular:</p> <ul style="list-style-type: none"> - para $\ell \geq 50$ m, o menor dos valores $\lambda=0,7\ell/b$ ou $\lambda=70$; - para $\ell < 15$ m, o menor dos valores $\lambda=\ell/b$ ou $\lambda=70$.
3		<p>Para valores intermédios de ℓ, deverá ser efectuada uma interpolação linear.</p>
4		<p>Para $\ell \geq 50$ m, o maior dos valores $\lambda=0,7\ell/b$ ou $\lambda=70$;</p> <p>para $\ell < 15$ m, o maior dos valores $\lambda=\ell/b$ ou $\lambda=70$.</p> <p>Para valores intermédios de ℓ, deverá ser efectuada uma interpolação linear.</p>

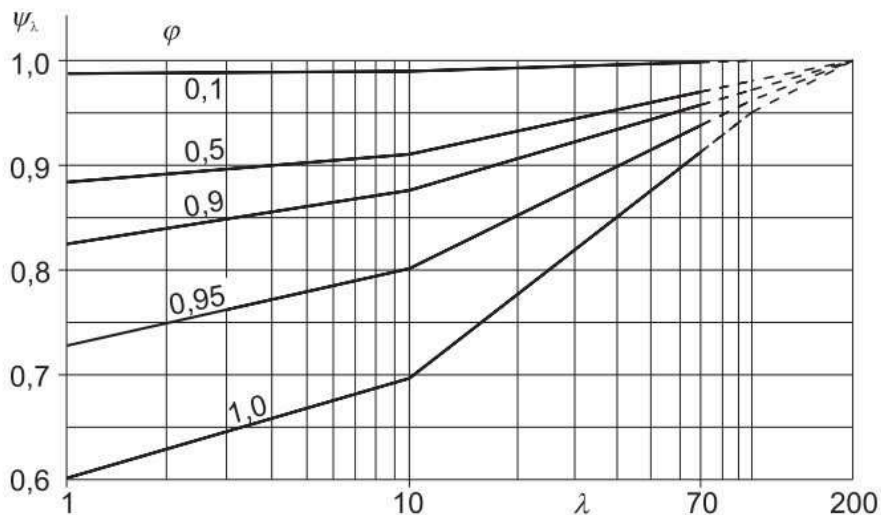


Figura 3.13 - Valores indicativos do coeficiente de efeitos de extremidade Ψ_λ em função do índice de cheios φ e da esbelteza λ . (Figura 7.36 EN 1991-1-4).

Ação do vento em pontes na direção x

As forças produzidas nas direções x e y devem-se a vento soprado em direções diferentes, normalmente não são consideradas em simultâneo. As forças produzidas na direção z podem resultar de vento soprado numa larga gama de direções. Na Figura 3.14 pode observar-se as direções das ações do vento em pontes.

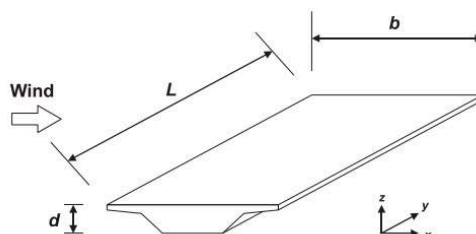


Figura 3.14 - Direções das ações do vento em pontes.

Tendo em conta a equação (3.10) pode-se calcular a força produzida pelo vento na viga principal treliçada de barlavento.

A ação do vento sobre a estrutura de barlavento pode ser calculada de acordo com o Eurocódigo, procedimento anteriormente descrito. Para a viga principal de sotavento à que ter em conta o efeito de proteção que a primeira viga principal lhe confere. Assim de acordo com o RSA esse efeito pode ser quantificado (Página 125, quadro 1-1x do RSA).

Cálculo do fator η - fator de proteção

A determinação do fator de proteção é em função do índice de cheios e do tipo de barras que constituem a viga principal de barlavento e do espaçamento entre as duas vigas principais.

Quanto à distância entre as estruturas a sua influência é considerada através de um coeficiente μ , coeficiente de espaçamento, dado pelo quociente entre a distância que separa os planos das estruturas e a menor dimensão da figura definida pelo contorno da estrutura. No caso deste contorno não ser retangular, deve considerar-se um contorno fictício com esta forma, que para efeito de proteção à estrutura de sotavento, se possa admitir equivalente.

3.5. Fadiga

3.5.1. Fadiga e vida útil

O projeto de uma estrutura prevê que esta possibilite a prestação de um serviço durante um determinado período de tempo. No caso das pontes, estas são dimensionadas para permitir a passagem de uma dada frequência de tráfego, durante um período de tempo após a sua entrada em utilização, durante o qual todas as suas propriedades se devem manter conservadas acima de um determinado nível mínimo. Este período é designado de vida útil [16].

A fadiga é um dos principais problemas da construção metálica, porque devido à ação de cargas inferiores à sua resistência limite, e dada à aplicação repetida das mesmas, podendo levar os seus elementos à rotura. A elevada frequência de passagem de cargas com intensidade considerável, numa ponte, ao longo de toda a vida útil da estrutura gera ciclos de tensão nos elementos ou ligações, podendo gerar o processo de iniciação e propagação de fendas num elemento estrutural, que por sua vez pode culminar na rotura progressiva dos materiais que os constituem, fenómeno designado por fadiga. A deterioração das características dos materiais, resultado da aplicação de amplitudes de tensão inferiores à tensão de rotura dos mesmos, pode, em alguns casos, reduzir a vida útil esperada para a estrutura [17].

O processo de fadiga é composto por três fases: a primeira consiste na iniciação de fendas, a segunda na propagação de fendas e na terceira fase a rotura da menor secção devido à atuação das sobrecargas. A maior parte da vida de uma estrutura metálica ocorre na fase número 2. A extensão subcrítica de uma fissura é limitada pela entrada de energia de superfície na superfície da mesma, libertando energia elástica na zona circundante à fissura [17].

3.5.2. Método simplificado de análise à fadiga do EC3-Parte 2

Para o estudo da fadiga em pontes metálicas rodoviárias foram consultadas a EN-1993 (Eurocódigo 3) que se refere ao projeto de estruturas de aço e as referentes parte 1 (regras de dimensionamento gerais) e a parte 2 (Pontes), a EN 1993 -1-9 e EN1993-2-9 que se referem à fadiga.

Devido à aplicação de modelos de carga específicos que permitem uma envolvente de esforços e valores de tensão nominal da estrutura, é necessário consultar também a EN 1991 na parte referente a pontes, EN 1991-2.

No que diz respeito à verificação da fadiga dos elementos estruturais de pontes rodoviárias, a EN1993-2 sugere a utilização de um método simplificado.

A aplicação do método depende da abordagem feita ao problema podendo optar-se pela análise do dano controlado (*damage tolerant method*) ou tempo de vida garantido (*safe life method*).

No primeiro método, análise do dano controlado, tem como objetivo que a estabilidade da estrutura mesmo que ocorra danos por fadiga, ou seja, mesmo que um elemento da estrutura entre em rotura por fadiga a estrutura mantém-se em equilíbrio. O método tempo de vida garantido tem como objetivo garantir que não ocorram danos significativos de fadiga durante a vida útil da estrutura, ou seja, previne o aparecimento de fraturas no pormenor.

3.5.3. Definição dos Modelos de carga

A definição do modelo de carga para a verificação à fadiga, deve ser feita de acordo com a EN1991-2. A alínea d) do ponto 4.6 da mesma norma, diz que o modelo de fadiga 3 (FLM3) é o mais adequado quando se recorre a métodos simplificados [17].

- **Modelo de fadiga FLM3**

O modelo de carga FML3 é constituído por quatro eixos, cada um deles com duas rodas idênticas. O peso de cada eixo é de 120 kN (60 kN/roda), sendo a superfície de contacto de cada roda quadrada de lado 0,40 m. O modelo FML3 transversalmente apresenta uma distância entre rodas de 2 m, enquanto longitudinalmente apresenta a seguinte sequência de distâncias, 1,2 m - 6 m - 1,2 m. No ponto 4.6.1 (4), a norma indica que o modelo de carga deve ser aplicado na zona mais desfavorável do tabuleiro da ponte, designada por via 1 [17]. Na Figura 3.15 apresenta-se mais detalhadamente o modelo de carga FML3.

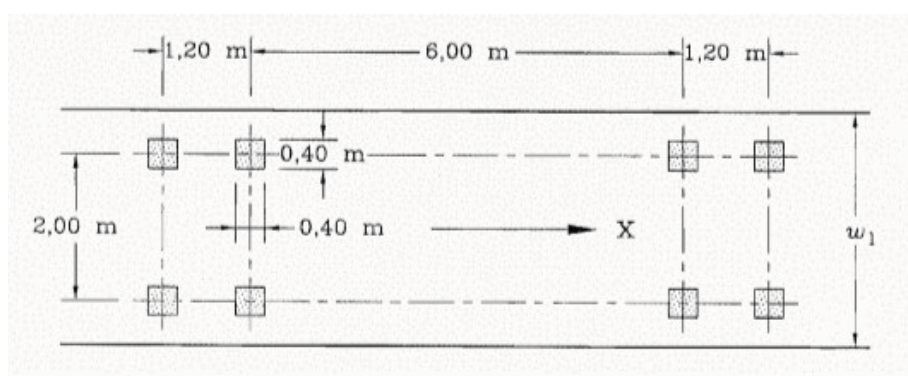


Figura 3.15- Veículo de fadiga sugerido pelo EC1, FLM3 [16].

3.5.4. Verificação em relação à fadiga

A verificação em relação à fadiga apresentada pelo Eurocódigo é realizada através de um método simplificado que tem como base a comparação entre a categoria de pormenor (Valor de referência para 2 milhões de ciclos) e a variação de tensão que neste é aplicada, $\Delta\sigma_{E,2}$. Esta

última tensão corresponde ao intervalo de tensões de amplitude constante equivalente, relativo a 2 milhões de ciclos devido à atuação do modelo de carga FLM3, $\Delta\sigma_p$. Esta variação de tensão é convertida numa variação equivalente que quando aplicada 2 milhões de vezes, provoca o mesmo dano que o conjunto de tensões de amplitude variável causado pelas cargas reais durante toda a vida útil da estrutura. Devido à aplicação do coeficiente parcial de dano, λ , à tensão $\Delta\sigma_p$, é possível comparar as ações no pormenor diretamente com a categoria de pormenor[16].

Os intervalos de tensões nominal, modificada ou geométrica devidos às cargas frequentes, $\Psi_1 Q_k$, não deverão exceder:

$$\Delta\sigma \leq 1,5f_y \quad \text{Para intervalos de tensão nominal} \quad (3.23)$$

$$\Delta\tau \leq \frac{1,5f_y}{\sqrt{3}} \quad \text{Para intervalos de tensão decorte} \quad (3.24)$$

A verificação em relação à fadiga de acordo com a EN 1993-1-9, é então feita de acordo com a seguinte expressão:

$$\frac{\gamma_{Ff} \times \Delta\sigma_{E,2}}{\frac{\Delta\sigma_C}{\gamma_{Mf}}} \leq 1 \quad (3.25)$$

em que:

γ_{Ff} - coeficiente parcial para o intervalo de tensões de amplitude constante equivalente $\Delta\sigma_{E,2}$;

γ_{Mf} - Coeficiente parcial para a resistência à fadiga $\Delta\sigma_C$;

$\Delta\sigma_{E,2}$ - Intervalo de tensões, de amplitude constante equivalente, relativo a 2 milhões de ciclos;

$\Delta\sigma_C$ - Valor de referência da resistência à fadiga para com $N_c= 2$ milhões de ciclos;

Coeficiente parcial para o intervalo de tensões de amplitude constante equivalente, γ_{Ff}

Segundo a norma EN-1993-2- 9.3 é recomendado, para o valor do coeficiente parcial para o intervalo de tensões de amplitude constante equivalente o valor unitário.

Coeficiente parcial para a resistência à fadiga, γ_{Mf}

O valor do coeficiente parcial para a resistência à fadiga depende da abordagem feita ao problema podendo optar-se pela análise do dano acumulado (*damage tolerant method*) ou tempo de vida garantido (*safe life method*) como referido na NP EN-1993-2.

Dependente da abordagem feita ao problema, o coeficiente parcial de resistência à fadiga deve ser determinado de acordo com a Tabela 3.12.

Tabela 3.12-Valores recomendados para o coeficiente parcial para a resistência à fadiga. Adaptado de EN-1993-1-9, Tabela 3.1.

Método de Verificação	Consequências da Rotura	
	Consequências pouco importantes	Consequências Importantes
Dano Acumulado	1,00	1,15
Tempo de vida Garantido	1,15	1,35

Intervalo de tensões, de amplitude constante equivalente, relativo a 2 milhões de ciclos, $\Delta\sigma_{E,2}$

De acordo com a EN-1993-2-9 9.4.1 o valor do intervalo de tensões, de amplitude constante equivalente, relativo a 2 milhões de ciclos, é definido pela seguinte expressão:

$$\Delta\sigma_{E,2} = \lambda \times \phi_2 \times \Delta\sigma_p \quad (3.26)$$

em que,

ϕ_2 - Fator de dano equivalente, que segundo a EN-1993-2-9 9.4.1 (5), apresenta o valor unitário para o caso de pontes rodoviárias;

$\Delta\sigma_p$ - Máxima amplitude de tensão causada pela atuação do veículo tipo, dada pela expressão;

λ - Fator de dano equivalente;

$$\Delta\sigma_p = |\sigma_{max} - \sigma_{min}| \quad (3.27)$$

Fator de dano equivalente

O fator de dano equivalente deve ser obtido para pontes rodoviárias até 80 metros de vão.

De acordo com EN-1993-2-9 ponto 9.5.2 é obtido através da seguinte expressão:

$$\lambda = \lambda_1 \times \lambda_2 \times \lambda_3 \times \lambda_4 \tag{3.28}$$

em que,

λ_1 - Fator de dano de tráfego e depende do comprimento da linha de influência das cargas aplicadas. Na norma EN-1993-2 é definida uma expressão (3.29) para determinar o fator de dano de tráfego e a partir da mesma desenvolveram-se as curvas apresentadas na Figura 3.16 e Figura 3.17.

$$\lambda_1 = \left[\frac{\sum n_i \times \Delta\sigma_i^m}{\Delta\sigma_p^m} \right]^{1/m} \tag{3.29}$$

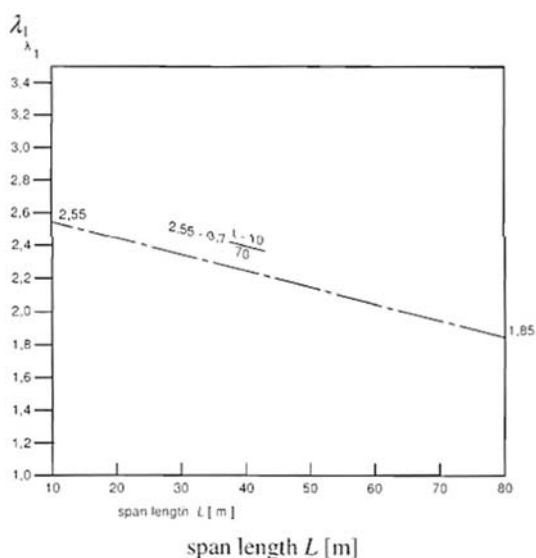


Figura 3.16 - Valores de λ_1 sugeridos pelo eurocódigo para zonas de meio vão. Adaptado EN 1993-2 9 (5.2).

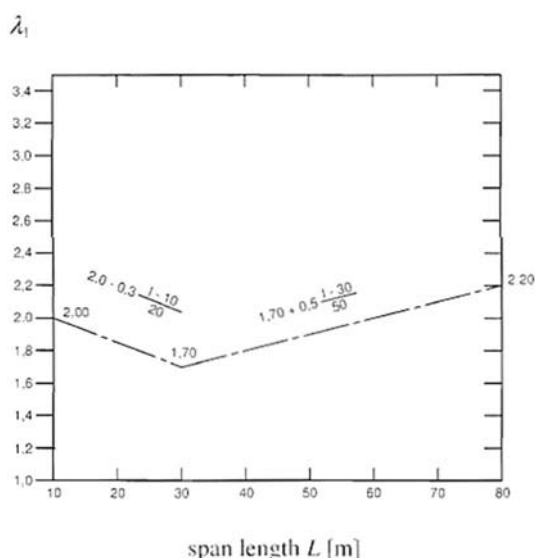


Figura 3.17 - Valores de λ_1 sugeridos pelo eurocódigo para zonas de apoio. Adaptado EN1993-2 - 9 (5.2).

λ_2 - é o fator de calibração do volume de tráfego. Este fator permite expressar o dano relativo provocado entre o tráfego real pesado médio considerado como sendo um veículo de 480 kN com uma frequência de passagem de $0,5 \times 10^6$ ciclos por ano. Este fator é determinado segundo EN1-1993-2 9.5.2 (3), de acordo com a seguinte expressão:

$$\lambda_2 = \frac{Q_{m1}}{Q_0} \times \left(\frac{N_{obs}}{N_0} \right)^{1/5} \tag{3.30}$$

em que,

Q_{m1} - Carga média do fluxo de veículos pesados que circulam na faixa lenta e é dada pela seguinte expressão:

$$Q_{m1} = \left(\frac{\sum n_i \times Q_i^5}{\sum n_i} \right)^{\frac{1}{5}} \quad (3.31)$$

N_0 e Q_0 são fatores que têm em conta a frequência (em numero de ciclos) e o peso equivalente atribuído ao tráfego de referência respetivamente. Para estes fatores foram atribuídos, os valores de 0.5×10^6 e 480 kN.

N_{obs} - Valor referente ao tráfego real de veículos pesados que circula na faixa lenta por ano.

n_i - Numero de veículos pesados de peso Q_i que circulam na faixa lenta.

λ_3 este fator tem como função calibrar da vida útil da estrutura, que de acordo com a EN1993-2 9.5.2 (5), calcula-se da seguinte forma:

$$\lambda_3 = \left(\frac{t_{ld}}{100} \right)^{1/5} \quad (3.32)$$

em que,

t_{ld} - Vida útil da estrutura em anos;

λ_4 é o fator que depende do tráfego em faixas que não sejam faixa lenta, que de acordo com EN-1993-2 9.5.2 (6), calcula-se da seguinte forma:

$$\lambda_4 = \left[1 + \frac{N_2}{N_1} \times \left(\frac{\eta_2 \times Q_{m2}}{\eta_1 \times Q_{m1}} \right)^5 + \frac{N_3}{N_1} \times \left(\frac{\eta_3 \times Q_{m3}}{\eta_1 \times Q_{m1}} \right)^5 + \dots + \frac{N_k}{N_1} \times \left(\frac{\eta_k \times Q_{mk}}{\eta_1 \times Q_{m1}} \right)^5 \right]^{1/5} \quad (3.33)$$

em que,

K - é o numero de faixas com tráfego pesado;

N_j - Número de veículos pesados por ano na faixa j ;

Q_{m2} - Peso médio de veículos pesados na faixa j ;

η_1 - é o valor da linha de influência para o esforço interno que produz a amplitude de tensão no centro da faixa j . Este valor deve ser inserido na equação (3.45) sempre com valor positivo.

λ_{max} é o valor máximo de λ e deve ser determinado de acordo com a posição da secção em análise. Na Figura 3.18 e Figura 3.19 estão representados os valores sugeridos pelo eurocodigo para λ_{max} , havendo distinção entre as zonas de apoio e meio vão.

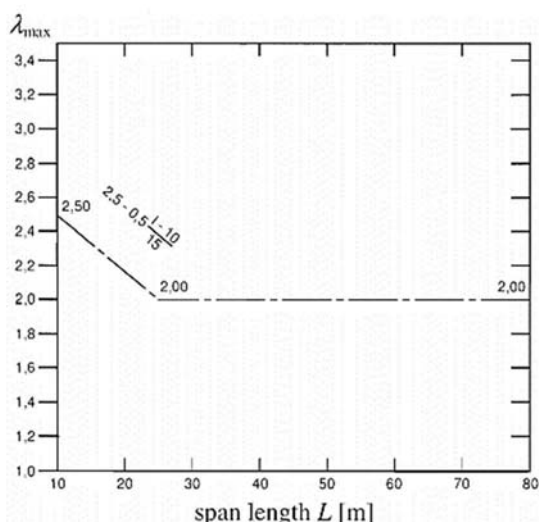


Figura 3.18 - valores de λ_{max} sugeridos pelo eurocódigo para zonas de meio vão. Adaptado EN-1993-2 figura 9.6

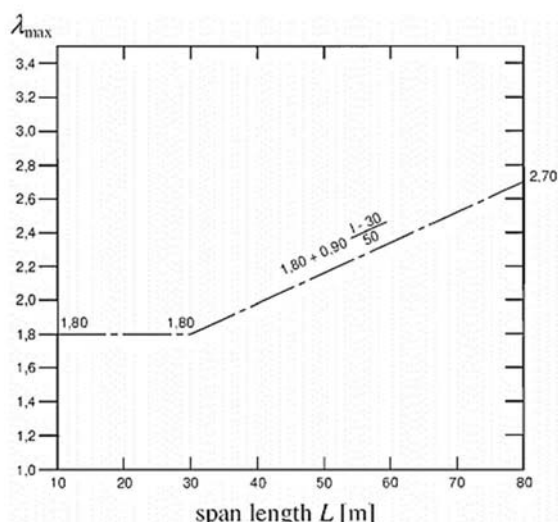


Figura 3.19 - valores de λ_{max} sugeridos pelo eurocódigo para zonas de apoio. Adaptado EN-1993-2 figura 9.6

Valor de referência da resistência à fadiga para com $N_c = 2$ milhões de ciclos, $\Delta\sigma_c$

O valor de referência da resistência à fadiga corresponde à categoria de pormenor, ou seja, a amplitude de tensão a que o elemento resiste quando lhe são aplicados 2 milhões de ciclos. Este valor de referência da resistência à fadiga está diretamente relacionado com a categoria de pormenor representado na norma EN 1993-1-9.

3.5.5. Categoria de pormenor

Quando para uma ponte é desenvolvido um estudo de fadiga, é realizada uma análise aos seus elementos ou ligações. Estes pontos de análise são designados de pormenores aos quais, geralmente está associada uma categoria de pormenor.

Ao atribuir-se uma categoria de pormenor a um elemento obtém-se uma curva que define o numero de ciclos que este resiste, sob uma determinada amplitude de tensão constante. Estas curvas são designadas de curvas de Wohler [3]. Na Figura 3.20 estão representadas as curvas de resistência à fadiga para intervalos de tensões normais, curvas de wohler.

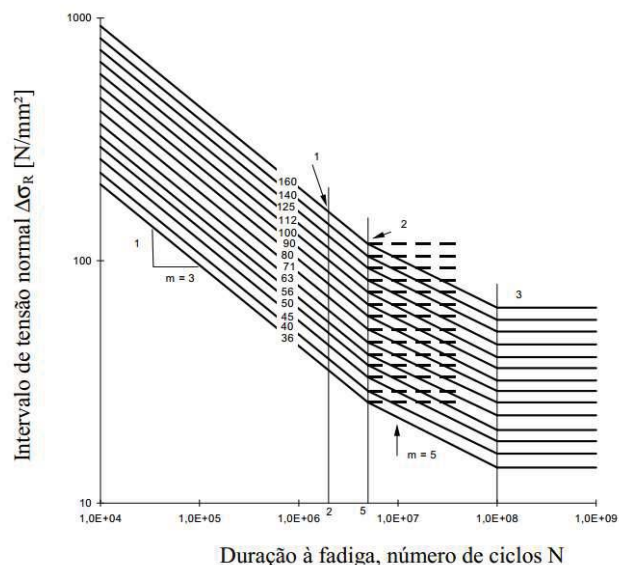


Figura 3.20- Curvas de resistência à fadiga para intervalos de tensões nominais [16].

Independentemente do método aplicado, a verificação de segurança à fadiga implica sempre a determinação da categoria do pormenor que se pretende analisar. A classificação do pormenor determina a resistência do mesmo aos 2 milhões de ciclos.

A determinação de uma categoria de pormenor depende das dimensões do mesmo, do método de fabrico, das suas ligações e do método de fabrico. A NP EN-1993-9:2010 apresenta no capítulo 8 tabelas que permitem a classificação dos pormenores. Na Figura 3.21 está representado um pormenor de elementos com ligações mecânicas retirado da norma referida anteriormente.

80		12) Ligação de simples sobreposição e parafusos ajustados.	12) ... secção útil.
		12) Ligação de simples sobreposição e parafusos injectados não pré-esforçados.	12) ... secção útil.
50		13) Ligação de simples ou dupla sobreposição e parafusos não pré-esforçados em furação normal. Não existe inversão de esforços.	13) ... secção útil.

Figura 3.21- Representação das tabelas de classificação de pormenores [16].

Os pormenores de ligação mecânica estão presentes nas tabelas de classificação da EN-1993-1-9 nos quadros 8.1 até 8.10. A estes pormenores é atribuída também uma categoria de pormenor que está também representada nos mesmos quadros.

A categoria do pormenor varia de acordo com a descrição do mesmo. No pormenor 12 a é atribuída uma categoria de pormenor com resistência aos 2 milhões de ciclos, $\Delta\sigma_c$, de 80 MPa

enquanto no pormenor 13 é atribuído uma categoria de pormenor com uma resistência aos 2 milhões de ciclos de 50 Mpa.

De um modo geral, o método simplificado proposto pelo Eurocódigo apresenta algumas limitações. Este método simplificado a quando à determinação de λ_1 e λ_{max} apenas serve para pontes rodoviárias com vãos até 80 metros, pelo que, é necessário a extrapolação para pontes com maior vão. Outro fator limitativo deste método depara-se com o cálculo do valor exato de λ_2 visto que se torna um bastante difícil quando não existe conhecimento da composição do tráfego da via em estudo.

3.6. Combinação de ações

Para definição das combinações de ações a serem tomadas na análise e verificação da segurança da estrutura em estudo foi tomada de base a norma EN 1990 Anexo A1 [18]. As combinações para a segurança ao ELS (Estado Limite de Serviço), devem garantir o bom funcionamento da estrutura em serviço.

Para os estados limites de serviço é utilizada a combinação característica. Esta combinação é utilizada para a fadiga e expressa-se na equação (3.34).

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (3.34)$$

Para as combinações que visam assegurar a estabilidade da estrutura, a sua integridade e um eventual colapso, são as que correspondem aos ELU (Estado Limite Ultimo). Para combinações de ações para situação de projeto persistentes ou transitórias (combinações fundamentais) é dada a seguinte expressão:

$$\sum \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{k,1} Q_{k,1} + \sum \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (3.35)$$

Para as combinações de ações para situações de projetos sísmicas é utilizada a seguinte equação:

$$\sum G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (3.36)$$

Os coeficientes parciais relativos recomendados para ações apresenta-se na Tabela 3.13 de acordo com o Anexo A-2.

Tabela 3.13 - Valores recomendados de Ψ para pontes rodoviárias [19].

Action	Symbol	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2	
Traffic loads (see EN 1991-2, Table 4.4)	gr1a (LM1) ¹⁾	TS UDL ²⁾	0,75 0,40	0,75 0,40	0 0
	gr1b (Single axle)		0	0,75	0
	gr2 (Horizontal Forces)		0	0	0
	gr3 (Pedestrian loads)		0	0	0
	gr4 (LM4 – Crowd loading))		0	0,75	0
Wind forces	gr5 (LM3 – Special vehicles))		0	0	0
	F_W		0,6	0,2	0
	- Persistent design situations - Execution		0,8 -	- -	0 0
	F_W^*		1,0	-	-
Thermal actions	T		0,6 ³⁾	0,6	0,5
Snow loads	S_n (during execution)		0,8	-	0
Construction loads	Q_c		1,0	-	0,2
	- Working personal, staff and visitors with small equipment (Q_{ca})		1,0	-	1,0
	- Storage of construction material, precast elements, etc. (Q_{cb})		1,0	-	1,0
	- Heavy equipment etc. (Q_{cc}) - Cranes, lifts, vehicles etc. (Q_{cd})		1,0 1,0	- -	1,0 1,0

1) The recommended values of Ψ_0 , Ψ_1 , Ψ_2 for gr1a are given for roads with traffic corresponding to adjusting factors α_{Qi} , α_{qi} , α_{qr} and β_Q equal to 1. Those relating to UDL correspond to the most common traffic scenarios, in which an accumulation of lorries can occur, but not frequently. Other values may be envisaged for other classes of routes, or of expected traffic, related to the choice of the corresponding α factors. For example, a value of Ψ_2 other than zero may be envisaged for the UDL system of LMI only, for bridges supporting a severe continuous traffic. See also EN 1998.

2) The factors for UDL apply not only to the distributed part of LM1, but also to the combination value of the pedestrian load mentioned in Table 4.4 of EN 1991-2.

3) The recommended Ψ_0 value for thermal actions may in most cases be reduced to 0 for ultimate limit states EQU, STR and GEO. See however the design Eurocodes

3.7. ELU - Dimensionamento geral dos elementos estruturais

A segurança de uma estrutura (estado limite ultimo), verificando as regras de equilíbrio estático, depende fundamentalmente da resistência das secções transversais dos elementos, da resistência aos fenómenos de instabilidade (global, ao nível dos elementos ou local) e ainda da resistência das suas ligações [8].

Neste subcapítulo são apresentados os conceitos teóricos básicos bem como as regras de cálculo regulamentares (segundo o EC3-1-1) relativas à verificação da resistência das secções transversais dos elementos metálicos.

3.7.1. Classificação das secções

A classificação das secções transversais dos elementos estruturais traduz a forma como a resistência e a capacidade de rotação de uma secção são influenciadas por fenómenos de encurvadura local. Enquanto numa secção compacta as zonas comprimidas podem plastificar

completamente, numa secção esbelta isso pode já não acontecer devido aos fenómenos de encurvadura local [8].

De acordo com o EC3-1-1, consoante a sua capacidade de rotação e capacidade para formar rótula plástica, as secções classificam-se em:

Classe 1 - São aquelas em que pode formar uma rótula plástica, com uma capacidade de rotação superior à mínima exigida para a utilização de métodos plásticos de análise;

Classe 2 - São aquelas que é possível atingir o momento plástico, mas que possuem capacidade de rotação limitada;

Classe 3 - São aquelas em que a tensão na fibra extrema mais comprimida do elemento aço, assumindo uma distribuição elástica, pode atingir o valor da tensão de cedência, mas em que o momento plástico poderá não ser atingido, devido à encurvadura local.

Classe 4 - São aquelas onde a encurvadura local impede que seja atingida a tensão de cedência nas zonas mais comprimidas da secção;

Na Figura 3.22, está representado o comportamento à flexão de secções das classes 1 a 4, onde M_{el} e M_{pl} representam o momento elástico e plástico da secção respetivamente.

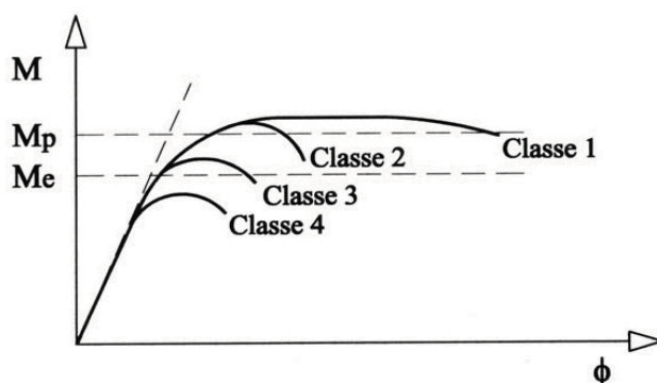


Figura 3.22 - Comportamento de secções à flexão [8].

A classificação das secções é efetuada com base na relação entre a dimensão de cada um dos elementos comprimidos (alma e banzo), nos esforços atuantes (esforço axial e momento fletor) e a classe do aço [8].

A classe de uma secção é sempre dada pela maior classe (mais desfavorável) dos elementos comprimidos que a constituem[8]. No subcapítulo do EC3-1-1 são apresentadas tabelas que permitem classificar a maior parte das secções correntes Tabela 3.14 apresenta-se a classificação de elementos internos comprimidos relativamente aos limites máximos da relação largura-espessura dos elementos.

Tabela 3.14 (página 1 de 3) - Limites máximos da relação largura-espessura para componentes comprimidos [20].

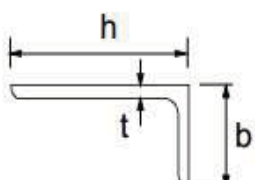
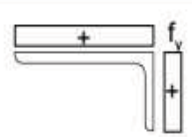
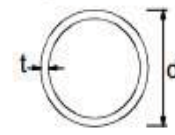
Componentes internos comprimidos						
				Eixo de flexão		
				Eixo de flexão		
Classe	Componente solicitado à flexão	Componente solicitado à compressão		Componente solicitado à flexão e à compressão		
Distribuição das tensões nos componentes (compressão positiva)						
1	$c/t \leq 72\epsilon$	$c/t \leq 33\epsilon$		quando $\alpha > 0,5$: $c/t \leq \frac{396 \epsilon}{13\alpha - 1}$ quando $\alpha \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{36 \epsilon}{\alpha}$		
2	$c/t \leq 83\epsilon$	$c/t \leq 38\epsilon$		quando $\alpha > 0,5$: $c/t \leq \frac{456 \epsilon}{13\alpha - 1}$ quando $\alpha \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{41,5 \epsilon}{\alpha}$		
Distribuição das tensões nos componentes (compressão positiva)						
3	$c/t \leq 124\epsilon$	$c/t \leq 42\epsilon$		quando $\psi > -1$: $c/t \leq \frac{42\epsilon}{0,67 + 0,33\psi}$ quando $\psi \leq -1^*$: $c/t \leq 62\epsilon(1 - \psi)\sqrt{(-\psi)}$		
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ϵ	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

* $\psi \leq -1$ aplica-se quando a tensão de compressão $\sigma \leq f_y$ ou quando a extensão de tração $\epsilon_y > f_y/E$.

Tabela 3.14 (página 2 de 3) - Limites máximos da relação largura-espessura para componentes comprimidos [20].

Banzos em consola						
Secções laminadas			Secções soldadas			
Classe	Componente solicitado à compressão	Componente solicitado à flexão e à compressão				
		Extremidade comprimida		Extremidade traccionada		
Distribuição das tensões nos componentes (compressão positiva)						
1	$c/t \leq 9\epsilon$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha}$		$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$		
2	$c/t \leq 10\epsilon$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha}$		$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$		
Distribuição das tensões nos componentes (compressão positiva)						
3	$c/t \leq 14\epsilon$	$c/t \leq 21\epsilon\sqrt{k_\sigma}$ Para k_σ ver a EN 1993-1-5				
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ϵ	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

Tabela 3.14 (página 3 de 3) - Limites máximos da relação largura-espessura para componentes comprimidos [20].

Consultar também “Banzos em consola” (ver página 2 de 3)		<p style="text-align: center;">Cantoneiras</p> 		Não se aplica a cantoneiras em contacto contínuo com outros componentes			
Classe	Secção comprimida						
Distribuição das tensões na secção (compressão positiva)							
3	$h/t \leq 15\epsilon$ e $\frac{b+h}{2t} \leq 11,5\epsilon$						
Secções tubulares							
							
Classe	Secção em flexão e/ou compressão						
1	$d/t \leq 50\epsilon^2$						
2	$d/t \leq 70\epsilon^2$						
3	$d/t \leq 90\epsilon^2$						
<i>NOTA: Para $d/t > 90\epsilon^2$ ver a EN 1993-1-6.</i>							
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460	
	ϵ	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71	
	ϵ^2	1,00	0,85	0,66	0,56	0,51	

3.7.2. Dimensionamento de elementos à tração

Em estruturas metálicas, existem elementos estruturais solicitados exclusivamente à tração, como é o caso do elemento estrutural treliça, onde todos os nós no plano da mesma são rotulados, apenas são verificados esforços axiais.

Um elemento solicitado exclusivamente por esforço axial de tração fica submetido a um estado uniaxial de tensão. O seu dimensionamento deve ser efetuado de forma a verificar a segurança numa secção genérica [8].

O valor de cálculo do esforço de tração atuante deve satisfazer a seguinte condição:

$$\frac{N_{ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1 \quad (3.37)$$

Sendo N_{ed} e $N_{t,Rd}$ os valores de cálculo do esforço axial atuante e resistente, respetivamente.

O valor de cálculo do esforço resistente da secção bruta é dado por:

$$N_{t,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad (3.38)$$

Sendo A a área total da secção transversal, f_y a tensão de cedência do aço e γ_{M0} o coeficiente parcial de segurança, definido de acordo com o EC3-1-1.

3.7.3. Dimensionamento de elementos à compressão

O dimensionamento de elementos sujeitos à compressão simples, de acordo com o EC3-1-1, é baseado nas “curvas europeias de dimensionamento à encurvadura” obtidas por Maquoi e Rondal (com base na forma de Ayrton-Perry), considerando barras com configuração sinusoidal[8].

Segundo estas curvas, tudo se passa como se as diversas imperfeições das peças reais (falta de linearidade, excentricidade das cargas, tensões residuais, entre outras) fossem substituídas por uma “*configuração deformada inicial equivalente*”, cuja a amplitude é calibrada de modo a reproduzir todas as imperfeições [8].

Em elementos comprimidos torna-se necessário devido ao fenómeno de encurvadura verificar-se uma condição adicional, $N_{ed} \leq N_{b,Rd}$, em que $N_{b,Rd}$ designa-se por resistência à encurvadura por flexão do elemento.

O valor de cálculo do esforço de compressão atuante deve satisfazer a seguinte condição:

$$\frac{N_{ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1, \quad (3.39)$$

em que N_{ed} é o valor de cálculo do esforço axial atuante e $N_{c,Rd}$ é o valor de cálculo do esforço axial resistente das secções.

O cálculo do valor do esforço resistente da secção é dado por:

$$N_{c,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad (\text{para secções transversais de classe 1, 2 ou 3}) \quad (3.40)$$

$$N_{c,Rd} = \frac{A_{eff} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad (\text{para secções transversais de classe 4}) \quad (3.41)$$

em que A é a área da secção transversal, A_{eff} é a área efetiva da secção transversal de classe 4, f_y a tensão de cedência do aço e γ_{M0} o coeficiente parcial de segurança definido pelo EC3- 1- 1.

Quando se fala em elementos submetidos à compressão vem sempre associado o fenómeno de encurvadura.

A encurvadura é um fenómeno de instabilidade que se pode definir pela ocorrência de grandes deformações transversais de elementos. Em estruturas metálicas a encurvadura surge com elevada importância, devido à elevada resistência que o aço apresenta e com isso a consequente esbelteza elevada dos elementos [8].

Com base na teoria da estabilidade elástica, deduz-se a carga crítica elástica (carga crítica de Euler). A carga crítica de Euler pode definir-se como o valor do esforço axial para o qual o elemento passa a exibir deformações não exclusivamente axiais. Na Figura 3.23 é ilustrado de uma forma simplificada o fenómeno de encurvadura de uma peça comprimida isenta de imperfeições [8].

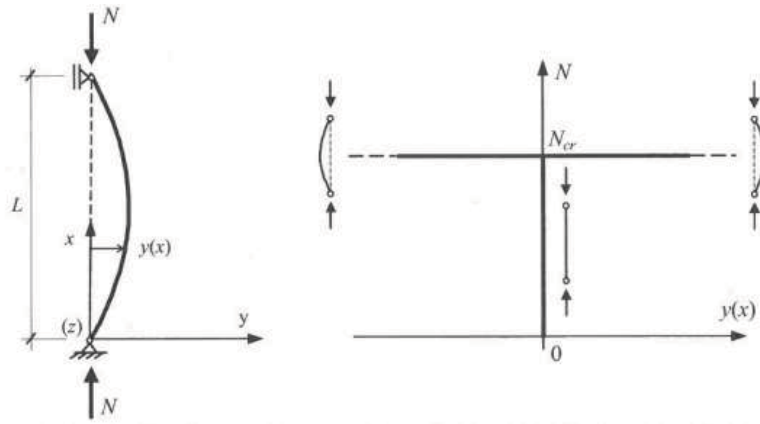


Figura 3.23-Encurvadura num elemento bi-rotulado (coluna de Euler) [8].

A resistência à encurvadura global, em elementos de secção e esforço axial constante, é dada por:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} \quad (\text{para secções transversais de classe 1, 2 ou 3}) \quad (3.42)$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A_{eff} \cdot f_y}{\gamma_{M1}} \quad (\text{para secções transversais de classe 4}) \quad (3.43)$$

em que χ é o fator de redução para o modo de encurvadura relevante e γ_1 o coeficiente parcial de segurança definido pelo EC3-1-1.

O coeficiente de redução para o modo de encurvadura é definido de acordo com a equação seguinte, respeitando a condição $\chi \leq 1$.

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}}, \quad \chi \leq 1 \quad (3.44)$$

Na equação (3.44), $\phi = 0.5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2]$ e $\bar{\lambda}$ o coeficiente de esbelteza normalizada, dado por:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i} \frac{1}{\lambda_1} \quad (\text{para secções de classe 1, 2 ou 3}) \quad (3.45)$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{eff} \cdot f_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i} \sqrt{\frac{A_{eff}}{A}} \quad (\text{para secções de classe 4}) \quad (3.46)$$

Onde α é o fator de imperfeição generalizado, N_{cr} a carga crítica elástica (carga crítica de Euler) para o plano mais condicionante, L_{cr} é o comprimento de encurvadura correspondente, i é o raio de giração e $\lambda_1 = \pi \sqrt{E/f_y} = 93.9\varepsilon$, sendo $\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$ com f_y em N/mm².

O fator de imperfeição α no processo de dimensionamento à compressão inclui as imperfeições reais das peças. Este fator de imperfeição toma os valores 0.13, 0.21, 0.34, 0.49, e 0.76 para as curvas a₀, a, b, c e d (curvas europeias de dimensionamento à encurvadura), respetivamente.

Estas curvas estão ilustradas graficamente na Figura 3.24 e traduzidas matematicamente pela equação (3.48). O fator α associado à curva de encurvadura a adotar no dimensionamento de um dado elemento metálico, depende de variados fatores, nomeadamente da geometria da secção transversal, do processo de fabrico e do plano de encurvadura condicionante conforme se descreve na Tabela 3.15 [8].

Tabela 3.15 - Escolha da curva de encurvadura da secção transversal [20].

Secção transversal		Limites	Encurvadura em relação ao eixo	Curva de encurvadura	
				S 235 S 275 S 355 S 420	S 460
Perfis laminados		$h/b > 1.2$	$t_f \leq 40$ mm	y-y x-z	a a ₁
			$40 \text{ mm} < t_f \leq 100$ mm	y-y x-z	b a
		$h/b \leq 1.2$	$t_f \leq 100$ mm	y-y x-z	b a
			$t_f > 100$ mm	y-y x-z	d c
Perfis I soldados		$t_f \leq 40$ mm	y-y x-z	b c	
		$t_f > 40$ mm	y-y x-z	c d	
Secções tubulares		acabadas a quente	qualquer	a a ₁	
		enformadas a frio	qualquer	c c	
Secções em caixão soldados		em geral (exceto como abaixo indicado)	qualquer	b b	
		soldaduras espessas: $a > 0.5t_f$ $b/t_w < 30$ $h/t_w < 30$	qualquer	c c	
Perfis U, T e seções z e H			qualquer	c c	
Carreiros			qualquer	b b	

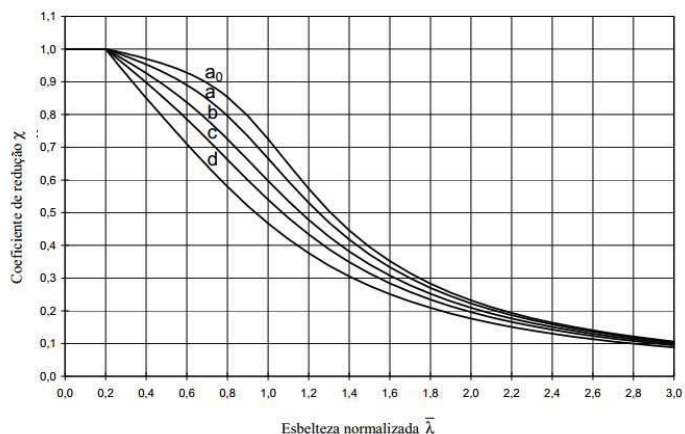


Figura 3.24-Curvas europeias de dimensionamento à encurvadura [20].

3.7.4. Dimensionamento de elementos à flexão

O comportamento de uma secção fletida é descrito pela relação entre o momento fletor (aplicado num elemento infinitesimal) e a curvatura deste elemento.

Quando na ausência de esforço transversal, a segurança de uma secção transversal quando submetida a esforços de flexão é verificada através da seguinte condição:

$$\frac{M_{ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1 \quad (3.47)$$

Sendo, M_{ed} o valor do momento de cálculo atuante e $M_{c,Rd}$ o valor do momento de cálculo resistente.

O momento de cálculo resistente depende da classe da secção, sendo assim, segundo um dos eixos principais de inércia da secção, determinado de acordo com as seguintes expressões:

Secções de classe 1 e 2

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{M0}} \quad (3.48)$$

Secções de classe 3

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{em,min} \times f_y}{\gamma_{M0}} \quad (3.49)$$

Secções de classe 4

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{eff,min} \times f_y}{\gamma_{M0}} \quad (3.50)$$

Onde, o W_{pl} é o módulo plástico de flexão, $W_{e,min}$ o módulo elástico de flexão mínimo, $W_{eff,min}$ o módulo elástico mínimo da secção efetiva reduzida, f_y tensão de cedência do aço e γ_{M0} o fator parcial de segurança definido de acordo com a EN1993-1-1 [21].

Os esforços de flexão em estruturas podem vir a ocorrer segundo duas direções, dessa forma é necessário verificar a segurança em relação à flexão desviada. A flexão desviada poderá ser verificada através de fórmulas de interação plástica, para secções de classe 1 e 2, ou por fórmulas de iteração plástica, secções de classe 3 e 4, de acordo com o sub-capítulo 6.2.9 da EN1993-1-1 [21].

Secções de classe 1 e 2

$$\left[\frac{M_{y,Ed}}{M_{pl,y,Rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z,Ed}}{M_{pl,z,Rd}} \right]^\beta \leq 1.0 \quad 3.51$$

Em que $M_{pl,y,Rd}$ e $M_{pl,z,Rd}$ são os momentos plásticos resistentes em torno dos eixos y e z, respetivamente. Os parâmetros α e β são parâmetros dependentes da forma da secção que podem tomar os seguintes valores de acordo com a EN1993-3-1 6.2.9 (6): $\alpha=2$ e $\beta=1$ para secções em I ou H, $\alpha=2$ e $\beta=2$ para secções circulares ocas e $\alpha=\beta=1.66$ para secções retangulares ocas.

- Secções de classe 3 e 4

$$\sigma_{x,Ed} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \quad (3.52)$$

Em que $\sigma_{x,Ed}$ é a tensão máxima com base na secção total em secções de classe 3 e numa secção reduzida em secções de classe 4.

3.7.5. Dimensionamento de elementos ao esforço transversal

Tendo em conta uma distribuição de tensões tangenciais numa secção em I (como representado na Figura 3.25 pode verificar-se que a maior parte das tensões se desenvolvem na alma do perfil, onde as tensões normais devido ao momento fletor são reduzidas. A NP EN1993-1-1 recomenda que sempre que seja possível, a verificação da resistência ao esforço transversal de uma secção metálica seja avaliada de acordo com uma distribuição plástica de tensões tangenciais, em que se assume que essas tensões são resistidas integralmente pela alma da secção [8].

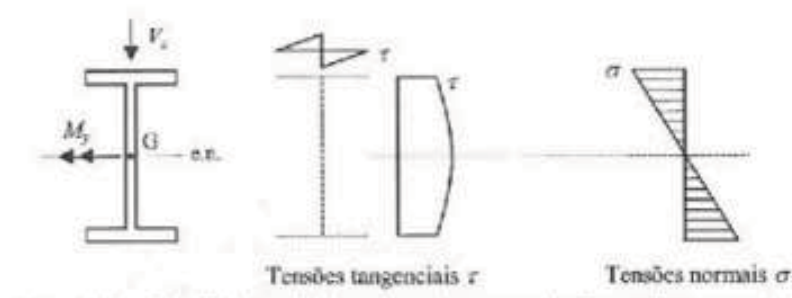


Figura 3.25 - Distribuições elásticas de tensões normais e tensões tangenciais [8].

De acordo com a EN1993-1-1 6.2.6, o dimensionamento ao esforço transversal deve verificar a seguinte condição:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1 \quad (3.53)$$

Onde $V_{c,Rd}$ é o valor de cálculo da resistência ao esforço transversal.

Tendo em conta o dimensionamento plástico, o valor de cálculo da resistência ao esforço transversal é dado pelo valor da resistência plástica $V_{pl,Rd}$ que se calcula através da seguinte expressão:

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \times \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{M0}} \quad (3.54)$$

Em que A_v é a área de corte, definida de uma forma qualitativa para uma secção I submetida ao esforço transversal segundo Z como demonstra na Figura 3.26.

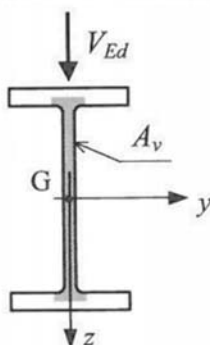


Figura 3.26 Área de corte de uma secção em I [8].

Alguns fabricantes já especificam a área de corte nas tabelas de perfis, ma EN 1993-1-1 6.2.6 (3) são indicadas expressões para área de corte nas secções metálicas corrente.

- Secções laminadas em I ou H, carga paralela à alma

$$A - 2bt_f + (t_w + 2r) \times t_f \text{ mas não inferior a } \eta h_w \times t_w \quad (3.55)$$

- Secções Laminadas em U, Carga paralela à alma

$$A - 2bt_f + (t_w + r) \times t_f \quad (3.56)$$

- Secções laminadas em T, carga paralela à alma

$$A - 2bt_f + (t_w + 2r) \times \frac{t_f}{2} \quad (3.57)$$

- Secções soldadas em T. carga paralela à alma

$$t_w \left(h - \frac{t_f}{2} \right) \quad (3.58)$$

- Secções soldadas em I, H e em caixão, carga paralela à alma

$$\eta \times \sum (h_w \times t_w) \quad (3.59)$$

- Secções soldadas em I, H, U e em caixão, carga paralela aos banzos

$$A = \sum (h_w \times t_w) \quad (3.60)$$

- Secções laminadas retangulares tubulares de espessura uniforme

$$\text{Carga paralela à largura } \frac{A \times b}{(b + h)} \quad (3.61)$$

$$\text{Carga paralela à altura } \frac{A \times h}{(b + h)} \quad (3.62)$$

- Secções circulares tubulares e tubos de espessura uniforme

$$\frac{2 \times A}{\pi} \quad (3.63)$$

No dimensionamento ao esforço transversal também é necessário verificar a resistência à encurvadura da alma por esforço transversal que deve ser verificada da seguinte forma:

$$\frac{h_w}{t_w} > 72 \times \frac{\epsilon}{\eta} \quad (3.64)$$

Sendo h_w e t_w a altura e espessura da alma, respetivamente, ϵ corresponde à relação $\sqrt{235/f_y}$.

em que:

A	Área da secção transversal;
b	Largura total;
h	Altura total;
h_w	Altura da alma;
r	Raio de concordância;
t_f	Espessura dos banzos;
t_w	Espessura da alma
η	Fator de igual à unidade, de forma conservativa

3.7.6. Iteração momento fletor e esforço transversal

De um modo geral, quando uma secção qualquer é submetida a esforços de flexão e de esforço transversal, o momento plástico resistente deve ser reduzido devido à presença do esforço transversal, no entanto quando estamos perante valores baixos de esforço transversal, essa redução é insignificante como se pode observar nas curvas de iteração da Figura 3.27. Esta redução é compensada pelo endurecimento do aço, assim, pode admitir-se que de acordo com a EN1993-1-1 6.2.8, que para valores baixos de esforço transversal não é necessário reduzir o momento plástico resistente.

Quando $V_{ed} < 50\%$ do valor de cálculo da resistência plástica ao esforço transversal $V_{pl,Rd}$, não é necessário reduzir o valor de cálculo do momento fletor resistente $M_{c,Rd}$, exceto quando a resistência é condicionada pela encurvadura da alma por esforço transversal [8].

Quando $V_{ed} > 50\%$ do valor de cálculo da resistência plástica ao esforço transversal $V_{pl,Rd}$, o momento fletor resistente deve ser avaliado com uma tensão de cedência reduzida dada por $(1-\rho)f_y$ ao longo da área de corte da secção [8].

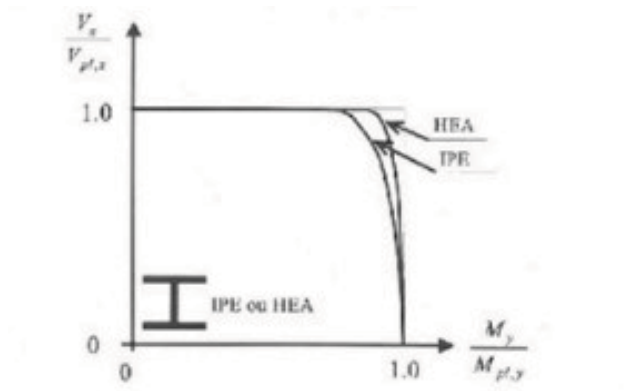


Figura 3.27 - Interação momento fletor - esforço transversal numa secção em I ou H [8].

Em secções I ou H com banzos iguais, submetidas à flexão em torno do eixo principal de maior inércia y, o momento resistente pode ser obtido por:

$$M_{y,v,Rd} = \left(W_{pl,y} - \frac{\rho \times A_w^2}{4t_w} \right) \frac{f_y}{\gamma_{M0}}, \quad \text{mas} \quad M_{y,v,Rd} \leq M_{y,c,Rd} \quad (3.65)$$

onde, $A_w = h_w/t_w$ é a área da alma e $M_{y,c,Rd}$ é o momento plástico resistente em torno de y. O fator ρ pode ser determinado a partir de seguinte equação:

$$\rho = \left(\frac{2 \times V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2 \quad (3.66)$$

Capítulo 4. Caso de estudo

4.1. Generalidades

O presente capítulo introduz de estudo de uma ponte rodoviária sobre o rio Sorraia, em Coruche. Assim sendo, a estrutura será caracterizada quanto à sua geometria e às suas propriedades mecânicas, tendo como principal objetivo avaliar a capacidade resistente dos elementos que compõem a estrutura, para numa fase posterior proceder ao alargamento da mesma.

A ponte General Teófilo Trindade é conhecida como a ponte de Coruche (Figura 4.1 e Figura 4.2). Foi batizada com o nome do primeiro presidente da Junta Autónoma de Estradas. Esta ponte é considerada a primeira obra de arte construída pela antiga secção de pontes da JAE, com projeto elaborado pelos seus engenheiros. O projeto inicial é da autoria do Eng.º Ferrugento Gonçalves e, construída em regime de empreitada entre fevereiro de 1928 e abril de 1930, por M. Maia (alvenarias) e L. Dargent (Tramos metálicos) [3].



Figura 4.1 - Fotografia da ponte General Teófilo Trindade (objeto de estudo), lado Norte (E2).



Figura 4.2 - Vista da ponte General Teófilo Trindade sobre o rio Sorraia, em Coruche.

A superestrutura era constituída por três tramos metálicos independentes e semelhantes, com vigas principais do tipo “Pratt”. Porém, um acidente ocorrido a 24 de abril de 1979 nesta mesma ponte, teve como consequência o colapso do primeiro tramo do lado sul, como se pode observar na Figura 4.3. Tal facto levou à montagem de um tramo provisório, construído pela engenharia militar para o urgente restabelecimento do tráfego. Em 1980, foi apresentado pelo Eng.º Edgar Cardoso o projeto de construção de um novo tramo metálico, que foi depois efetivamente construído [3]. Na Figura 4.4 pode-se observar o tramo metálico mais recente da estrutura apresentado pelo Eng.º Edgar Cardoso.



Figura 4.3 - Colapso do tramo metálico em 1979⁹.



Figura 4.4 - Vista do tramo metálico mais recente construído após o acidente de 1979.

Neste estudo irá avaliar a capacidade resistente, e verificar a segurança dos elementos que constituem os tramos metálicos com vigas principais do tipo “Pratt”, uma vez que a análise para o tramo mais recente não será muito distinta. Esta análise da estrutura será feita com base nos regulamentos europeus em vigor (Eurocódigos).

⁹ [URL:http://benvindoaoobiscainho.blogs.sapo.pt/8117.html?thread=8373](http://benvindoaoobiscainho.blogs.sapo.pt/8117.html?thread=8373).

4.2. Localização

A ponte General Teófilo Trindade está localizada junto a Coruche, sobre o Rio Sorraia na EN 114 ao Km 114,6.

Esta estrutura pertence a um conjunto de sete pontes sobre o vale do Sorraia, das quais cinco são simplesmente apoiadas com estrutura metálica do tipo “Pratt” e duas de betão. Estas estruturas são frequentemente usadas para a passagem de veículos agrícolas e transportes pesados, uma vez que Coruche é uma zona de grande atividade agro industrial, sendo também conhecida como a capital mundial da cortiça. Pois, possui uma grande extensão de montado de sobro, o que lhe confere um grande índice de desenvolvimento e grande fluxo de tráfego de veículos pesados. O grande índice de desenvolvimento e fluxo de tráfego acima referidos, mais o facto de esta travessia ser a única sobre o vale do Sorraia são razões suficientes para fazer um estudo técnico do alargamento destas estruturas. Na Figura 4.5 a) está representada a localização do concelho de Coruche no mapa de Portugal e na Figura 4.5 b) a extensão do concelho de Coruche.



Figura 4.5 - a) Localização do concelho de Coruche no mapa de Portugal¹⁰ b) Representação da extensão do concelho de Coruche¹¹.

Na Figura 4.6 está representada um excerto da carta militar (392_2007_3) podendo-se observar uma parte do concelho de Coruche, onde está implantada a Ponte em estudo. É de referir que a carta militar em questão foi fornecida pela secção de obras da Câmara Municipal de Coruche.

¹⁰ <https://pt.wikipedia.org/wiki/Coruche#/media/File:LocalCoruche.svg>

¹¹ <http://websig.cm-coruche.pt/index.php?module=plantas>

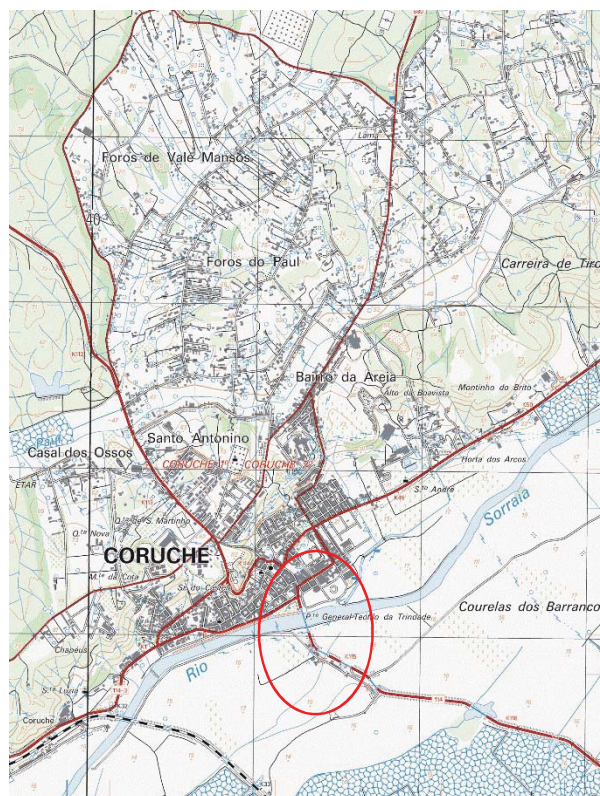


Figura 4.6 - Excerto da Carta Militar 392_2007_3 onde se pode observar a localização da ponte de Coruche (Ponte General Teófilo Trindade) sobre o Rio Sorraia.

Na vista aérea da Figura 4.7 (retirada do Google maps) está representada a travessia sobre o vale do Sorraia. Nesta imagem apresenta-se com contorno verde, uma zona industrial onde operam diariamente um número considerável de veículos. A maior parte destes veículos acabam por circular nas pontes sobre o vale do Sorraia que estão representadas a azul e a laranja.

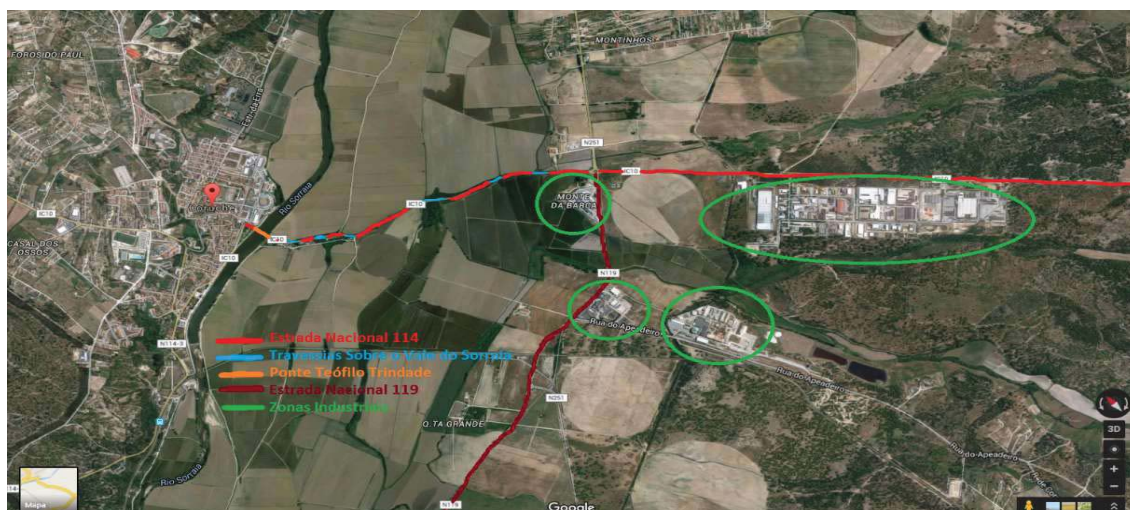


Figura 4.7 - Vista aérea sobre o vale do Sorraia e sobre a zona industrial de Coruche¹².

Na Figura 4.8 (retirada do Google maps) pode observar-se, ao pormenor, a localização da ponte em estudo, sobre o rio Sorraia.



Figura 4.8 - Vista aérea da ponte sobre o rio Sorraia. Objeto de estudo¹³.

¹²<https://www.google.pt/maps/place/Coruche/@38.9544699,8.5255005,7027m/data=!3m1!1e3!4m5!3m4!1s0xd1900bb8ce04a2d:0xd96d58cbadfd5371!8m2!3d38.9603055!4d-8.5248217> (visitado 5/5/2016)

¹³<https://www.google.pt/maps/place/Coruche/@38.9567221,-8.5241537,1358a,20y,63h/data=!3m1!1e3!4m5!3m4!1s0xd1900bb8ce04a2d:0xd96d58cbadfd5371!8m2!3d38.9603055!4d-8.5248217> (visitado 5/5/2016)

4.3. Descrição da Estrutura

4.3.1. Fundações, encontros, Pilares e aparelhos de apoio

Os pilares e os encontros são de alvenaria, assentes em sapatas de betão. As sapatas, por sua vez, assentam num conjunto de estacas verticais de madeira. Na Figura 4.9 está representado em alçado da estrutura em estudo à qual foi atribuída uma numeração aos encontros e pilares de sul para norte no sentido Santana do Mato - Coruche. Ao encontro mais a sul foi atribuída a numeração E1 (encontro 1), enquanto no encontro mais a norte foi atribuída a numeração E2 (Encontro 2). Aos dois pilares que constituem a estrutura também foi atribuída uma numeração tendo sido P1 (Pilar 1) e P2 (Pilar 2).

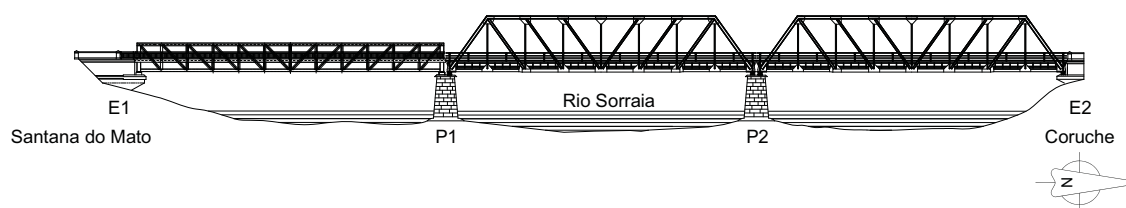


Figura 4.9 - Alçado da ponte com a respetiva numeração de pilar e encontros.

De acordo com informações obtidas, numa reunião com um Eng^o. da JAE, as fundações dos encontros já foram reforçadas desde a sua construção, nomeadamente no ano de 2005, depois de uma inspeção e da conseqüente reabilitação. O reforço consistiu na cravação de dois conjuntos de 3 estacas $\Phi 600$ mm por encontro, localizadas junto aos cunhais do muro de testa e dos muros de alma. Estas estacas são constituídas por um tubo metálico com 10 mm de espessura cheias com betão armado, sendo ligadas superiormente por um maciço de betão armado solidarizado com a sapata existente através de ferrolhos. O estribo dos encontros foi reforçado com uma “cinta” de betão armado.

Também, de acordo com informações dadas na reunião, as fundações dos pilares foram reforçadas, tendo sido construídos dois conjuntos de três estacas localizadas à frente das superfícies do talhamar. Estes dois conjuntos de estacas são idênticos aos conjuntos de estacas do reforço dos encontros, sendo a sua ligação à sapata feito também de modo semelhante. O topo dos pilares foi reforçado com uma cinta de betão armado.

Na Figura 4.10 a) apresenta-se uma fotografia de um dos pilares em alvenaria (P2) e em b) a fotografia do encontro sul (E1) em alvenaria da ponte.



Figura 4.10 - a) Fotografia dos pilares em alvenaria (P2) b) Fotografia do encontro sul da ponte (E1).

Na Figura 4.11 apresenta-se o desenho em planta e as respetivas dimensões dos pilares.

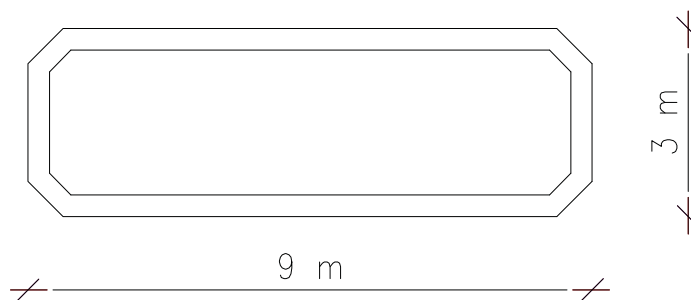


Figura 4.11 - Desenho e respetivas dimensões do pilar em planta da ponte.

Os aparelhos de apoio são os dispositivos que fazem a transição entre a superestrutura e a infraestrutura. Nesta estrutura, os dispositivos de apoio são metálicos e em betão e, assentam sobre dois encontros e dois pilares a cada terço do comprimento, todos realizados em alvenaria de pedra, sendo que os de betão pertencem ao primeiro tramo da ponte que corresponde ao tramo mais recente (construído depois do colapso de 1979). Uma vez que a estrutura é composta por três tramos independentes, em cada encontro irá assentar um par de aparelhos de apoio, no entanto em cada pilar assentam dois pares.

No encontro E1 e no pilar P1, os dispositivos de apoio referentes ao primeiro tramo da ponte são construídos em betão. Estes apoios impedem as translações nas três direções (U_x , U_y e U_z) e liberta as rotações também nas três direções (R_x , R_y e R_z). Na Figura 4.12 estão representados os desenhos referentes ao aparelho de apoio do primeiro tramo da ponte.

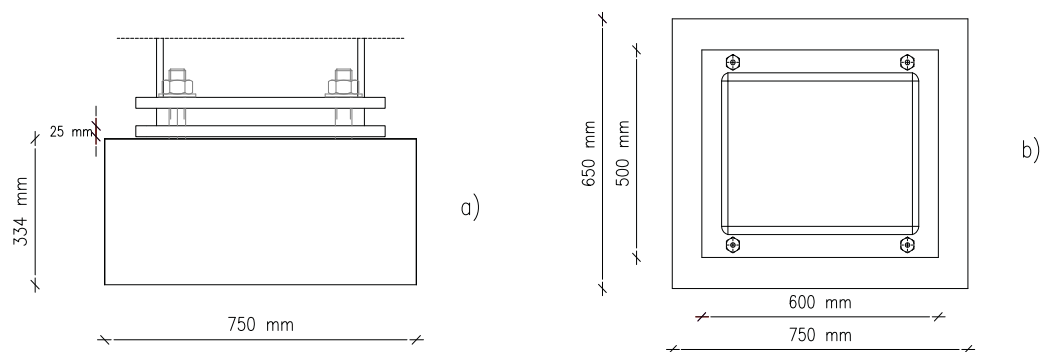


Figura 4.12 - a) Vista em alçado do aparelho de apoio do primeiro tramo da ponte. b) Vista em planta do apoio do primeiro tramo da ponte.

Na Figura 4.13 apresenta-se a imagem de um dos aparelhos de apoio referente ao primeiro tramo da ponte.



Figura 4.13 - Aparelhos de apoio do primeiro tramo da ponte.

Os elementos que fazem a transição entre a superestrutura e infraestrutura do segundo e terceiro tramo são aparelhos de apoio metálicos obtidos pela junção de chapa e roletes metálicos. Estes tramos são compostos por dispositivos de apoio de articulações fixas, que apenas permitem os movimentos de rotação nas três direções (R_x , R_y e R_z), gerando reações verticais e horizontais. São também compostos por dispositivos de apoio de articulações móveis, neste caso unidirecional, que permitem tanto a rotação nas três direções como a translação, neste caso, longitudinal (U_x).

Os aparelhos de apoio de articulações fixas possuem cavidades lubrificadas, onde se encaixa um rolete libertando as rotações. Nos aparelhos de apoio de articulações móveis possuem um ou mais roletes entre chapas planas libertando as rotações e a translação longitudinal. Na Figura 4.14 estão representados os aparelhos de apoio que constituem a estrutura, que serve de caso ao estudo.



Figura 4.14 - Aparelhos de apoio da estrutura em estudo. Aparelho de articulações fixas e aparelho de articulações móveis, respetivamente.

Na Figura 4.15 apresentam-se fotografias dos aparelhos de apoio do terceiro tramo da ponte, sentido sul - Norte.

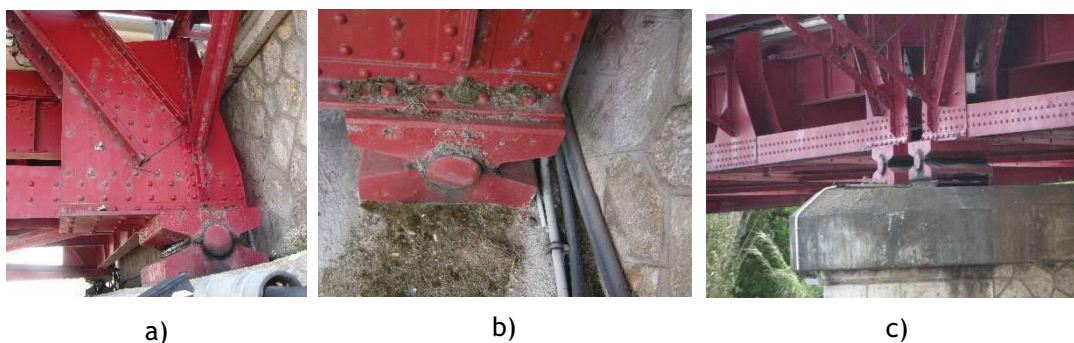


Figura 4.15 - a) Dispositivo de apoio de articulações fixas (E1). b) Dispositivo de apoio de articulações fixas (E1). c) Dispositivo de apoio de articulações móveis (P2).

No pilar P1 assenta também um apoio do segundo tramo, tratando-se de um apoio de articulações móveis. No pilar P2 assentam dois pares de dispositivos de apoio, apoios de articulações fixas referentes ao segundo tramo e, apoios de articulações móveis referentes ao terceiro tramo da ponte. No encontro E2 assentam, apenas, os apoios referentes ao terceiro tramo da ponte, os apoios de articulações fixas. Na Tabela 4.1 apresenta-se uma tabela resumo sobre os apoios e respetivos pilares.

Tabela 4.1 - tabela resumo sobre os apoios e respetivos pilares

Encontro/Pilares	Apoios	Libertações
E1	Fixos Betão	Rotações 3 direções
P1	Fixos Betão / Articulações Moveis	Rotações 3 direções / Rotações 3 direções e translação longitudinal
P2	Articulações Fixas / Articulações Moveis	Rotações 3 direções / Rotações 3 direções e Translação longitudinal
E2	Articulações Fixas	Rotações 3 direções

4.3.2. Descrição Tabuleiro

O tabuleiro é constituído por uma grelha metálica, composto por cinco longarinas (por módulo) com 5 metros de vão teórico, ligadas às carlingas ao nível dos banzos superiores, sobre as quais assenta diretamente uma chapa metálica que suporta a camada de desgaste constituída por betão betuminoso. Em corte transversal, cada longarina e cada carlinga é do tipo I, composto por cantoneiras no banzo superior e inferior. As longarinas laterais têm diferentes alturas das longarinas centrais, sendo 500 mm e 700 mm, respetivamente. As carlingas são elementos ligados às vigas principais que apresentam uma altura de 1000 mm. Na Figura 4.16 apresenta-se a vista inferior da grelha metálica onde, posteriormente, assenta o tabuleiro da ponte. Na Figura 4.17 pode observar-se, em pormenor, um módulo da grelha metálica que serve de suporte à laje de betão.

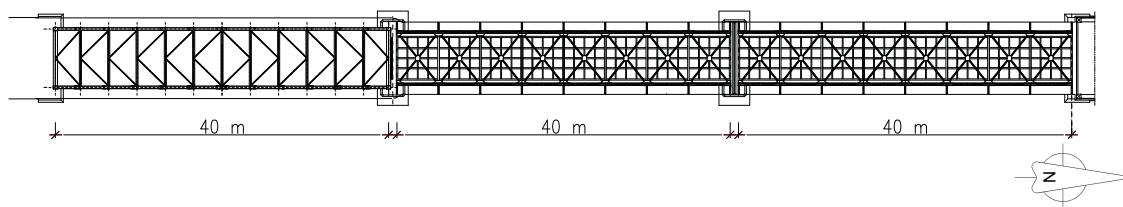


Figura 4.16 - Desenho em planta da vista inferior do tabuleiro da ponte.

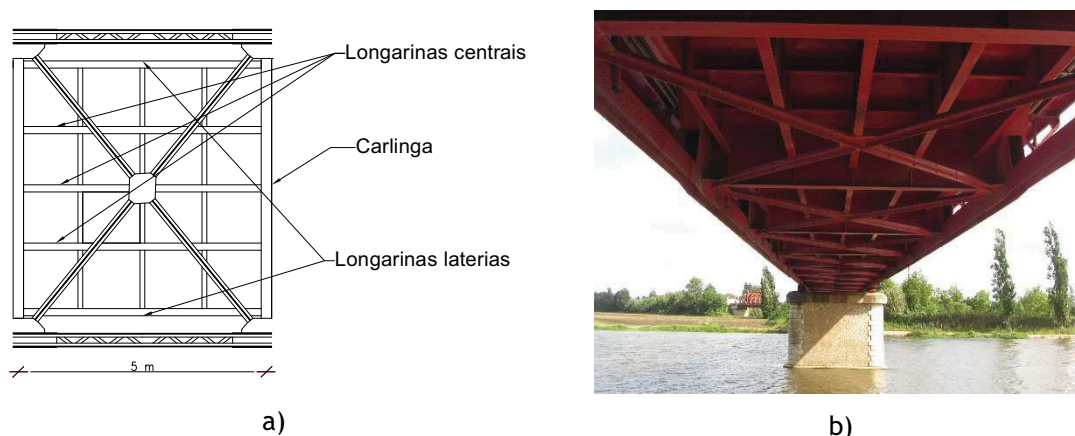


Figura 4.17 - a) Desenho pormenor de um dos módulos da grelha metálica. b) Fotografia da grelha metálica da ponte

4.3.3. Superestrutura

A ponte em estudo apresenta uma superestrutura constituída por três tramos metálicos simplesmente apoiados. Nos dois primeiros tramos (Norte - Sul no sentido Coruche - Santana do Mato) a estrutura é constituída por duas vigas principais do tipo “Pratt”, travadas transversalmente por treliças, formando uma estrutura tridimensional, com cerca de 7 metros de altura e 6,25 metros de largura a eixo dos montantes e cordas, tendo um total de 40 metros de comprimento entre eixos dos apoios. As vigas principais estão ligadas inferiormente por uma grelha de vigas metálicas sobre a qual apoia o pavimento constituído por uma laje de betão armado.

A estrutura é também contraventada inferiormente e superiormente com cantoneiras em cruz. Para além destes contraventamentos, as vigas principais são ligadas superiormente na direção transversal por meio de vigas metálicas treliçadas. Todas as ligações entre os elementos metálicos são realizadas por meio de rebites.

A faixa de rodagem (destes mesmos tramos) tem 5 metros de largura, com passadiços exteriores às vigas com 1 metro de largura sendo apoiados numa estrutura metálica em consola. Existe ainda na estrutura guarda rodas de ambos os lados da faixa de rodagem em toda a extensão da ponte com uma espessura de 0,15 m e uma largura de 0,485 m.

O último tramo, adjacente à margem esquerda do rio, foi objeto de substituição por uma nova estrutura metálica. Esta substituição deveu-se ao colapso do anterior, devido ao acidente ocorrido em 1979, como já referido anteriormente. Este novo tramo metálico é constituído por duas vigas trianguladas afastadas de 7 metros, uma faixa de rodagem com 5 metros de largura

e com 40 metros de vão, interligado por carlingas, constituindo um tramo de tabuleiro inferior contraventado por diagonais, sendo as ligações soldadas.

Na Figura 4.18 e Figura 4.19 está representada a vista em alçado e em planta da estrutura alvo de estudo.

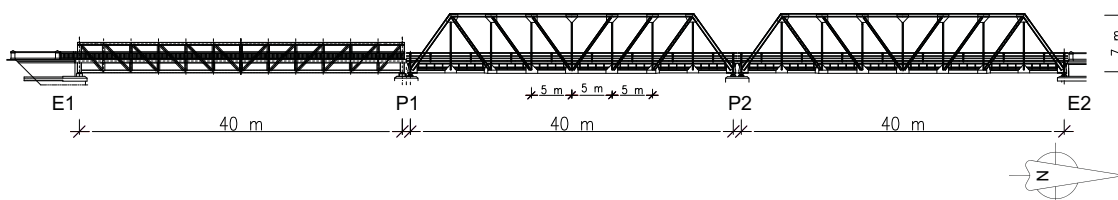


Figura 4.18 - Vista em alçado da ponte em estudo.

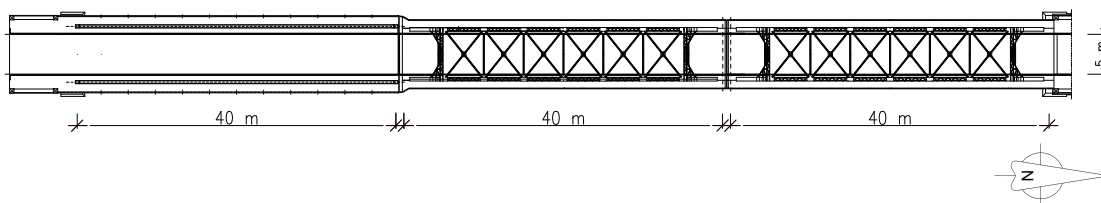


Figura 4.19 - Vista em Planta da ponte em estudo.

4.3.4. Perfis metálicos da estrutura

Os elementos principais das vigas “pratt” assim, como a grelha metálica dos tramos em análise da estrutura são constituídos por perfis metálicos compostos por cantoneira à exceção das transversas que apresentam um perfil UPN 220. Da Figura 4.20 à Figura 4.23 apresenta-se o exemplo de alguns perfis metálicos da estrutura. No desenho 2 do anexo I pode-se consultar em pormenor todos os desenhos dos perfis metálicos que compõem a estrutura.



Figura 4.20 - Fotografias do perfil Corda superior 1 (CS1) da ponte.

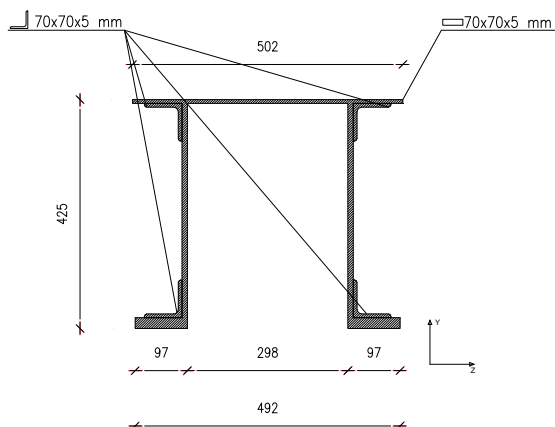


Figura 4.21 - Desenho do perfil metálico corda superior 1 (CS1).



Figura 4.22 - Fotografias do perfil montante 1 da ponte.

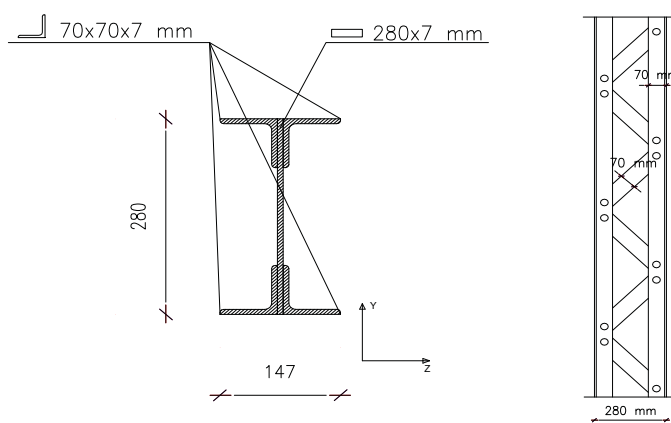


Figura 4.23 - Desenhos do perfil montante 1 da ponte.

4.3.5. Ligações

Sendo uma ponte antiga, as ligações da estrutura são feitas por meio de rebites. Assim, estes são utilizados tanto para fazer as ligações entre os elementos da estrutura como também para ligar os perfis de modo a formar secções compostas.

Na Figura 4.24 imagem a) pode observar-se a ligação das cantoneiras às chapas metálicas de modo a formar uma secção composta. Na imagem b) representa-se a ligação, também por meio de rebites e uma chapa metálica, dos elementos da estrutura mais especificamente a ligação entre os elementos do banzo inferior de uma das vigas principais da estrutura.

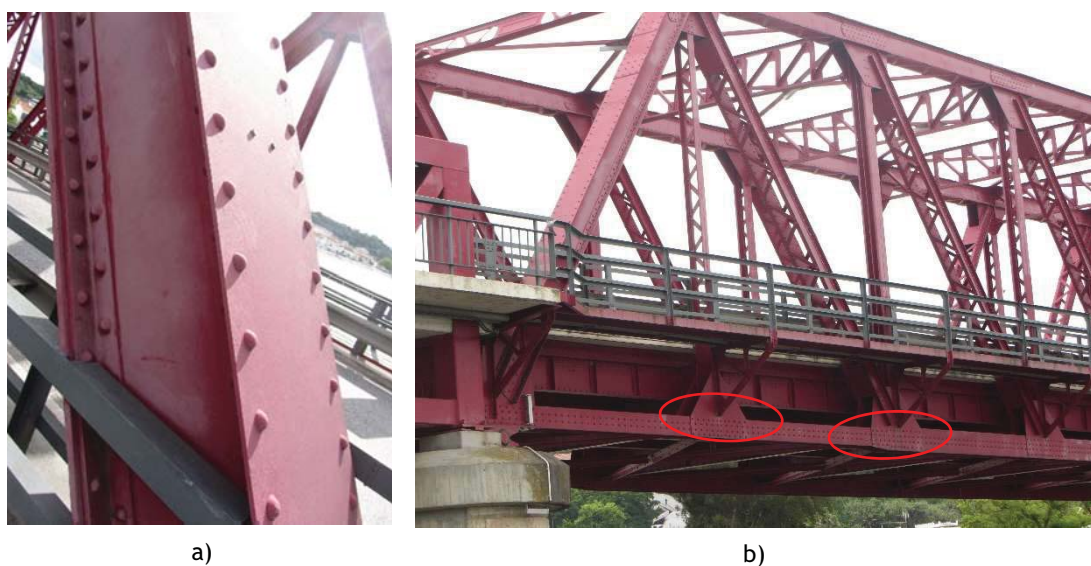


Figura 4.24 - a) Ligação através de rebites de um dos perfis compostos da estrutura. b) Ligação através de rebites entre os elementos do banzo inferior de uma das vigas principais.

Os rebites utilizados para as ligações são de cabeça esférica com a dimensão da sua cabeça ser de 30 mm. O diâmetro do rebite, d_1 , é de 19 mm e o respetivo diâmetro do furo é de 21 mm.

Na Figura 4.25 apresenta-se um esquema do tipo de rebites existentes na estrutura, enquanto na Tabela 4.2 apresentam-se as dimensões (em mm) e massa dos rebites usuais.

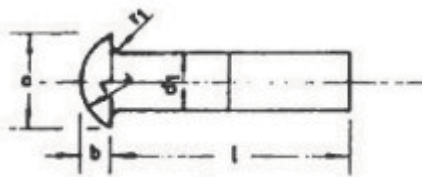


Figura 4.25 - Exemplo de rebite de cabeça esférica utilizado nas ligações. Adaptado [22].

Tabela 4.2 - Dimensões (em mm) e massas dos rebites usuais. Adaptado [22].

Diâmetro do rebite d_1 mm	Diâmetro do furo d (mm)		Rebites de cabeça esférica (NP 193)					Rebites de cabeça contra-punçoada abaulada e plana					
	Brocado ou mandrilado	Punçoado (saca-bocados)	Dimensões da cabeça				Comprimentos / máximo e mínimo normais	Massa de 1000 cabeças kg	Dimensões da cabeça				Comprimentos / máximo e mínimo normais mm
			a	b	r	r_1			a	b	h'	α°	
10	11	11	17	6,5	9	0,5	16 a 50	6,9	16	5	1,5	60°	16 a 50
11	12	12,5	19	7	10	0,5	20 a 63	9,2	17	5,5	2	60°	20 a 63
13	14	14,5	21	8	11	0,6	24 a 80	13,0	20	6	2	60°	24 a 80
16	17	17,5	25	10	13	0,8	28 a 100	23,4	26,5	9	3	60°	28 a 100
19	20,5	21	30	12	16	1,0	32 a 120	40,4	33	12	3,5	60°	32 a 100
22	24	24,5	35	14	18	1,0	36 a 140	64,3	35,5	16	4	45°	36 a 100
25	27	27,5	40	16	21	1,2	40 a 160	96,0	40,5	18,5	4	45°	40 a 100
28	30	30,5	45	18	23	1,2	45 a 180	135,8	46	21,5	4	45°	45 a 100
32	34	34,5	50	20	26	1,6	50 a 200	187,6	53,5	26	4	45°	50 a 100

4.3.6. Materiais

Aço

A classe do aço estrutural utilizada nos elementos da estrutura foi obtida através da reunião com o Eng.º da EP e do relatório do LNEC de julho de 1979. Deste modo, apresentam-se as seguintes informações sobre o aço utilizado:

- Aço estrutural S235 ($f_y = 235$ MPa; $f_u = 360$ MPa);
- Módulo de elasticidade $E = 210$ GPa;

Na Tabela 4.3 apresentam-se de forma resumida as propriedades do aço estrutural utilizado.

Tabela 4.3 - Tabela resumo sobre as propriedades do aço estrutural utilizado na ponte de Coruche

Aço estrutural Ponte de Coruche	
f_y [Mpa]	235
f_u [Mpa]	360
E [Mpa]	210
ν	0,3
G [Gpa]	81,00
α	0,000012
ρ [kN/m ³]	78

em que:

f_y - Tensão de cedência do aço;

f_u - Tensão última à tração;

E - Modulo de elasticidade;

G - Modulo de distorção;

ν - Coeficiente poisson;

α - Coeficiente dilatação térmica linear;

ρ - Massa unitária;

Betão

O betão utilizado serviu para a construção do tabuleiro que serve de passagem dos veículos.

Através de informações disponibilizadas pela reunião com o Eng.º da EP e pelo relatório do LNEC de julho de 1979, sabe-se que o betão que constitui a laje do tabuleiro é um betão leve LC30/33 D1.8 em que LC30/33 designa a classe de resistência do mesmo e D1.8 a classe da massa volúmica.

Na Figura 4.26 apresentam-se algumas propriedades referentes ao betão que constitui a laje do tabuleiro

Classe de Massa Volúmica	D1,0	D1,2	D1,4	D1,0	D1,6	D2,0
Massa Volúmica do Betão (kg/m ³)	≥800 e ≤1000	≥1000 e ≤1200	≥1200 e ≤1400	≥1400 e ≤1600	≥1600 e ≤1800	≥1800 e ≤2000

Classe de Resistência à Compressão	Resistência característica mínima em cilindros (N/mm ²)	Resistência característica mínima em cubos (N/mm ²)
LC 8/9	8	9
LC 12/13	12	13
LC 16/18	16	18
LC 20/22	20	22
LC 25/28	25	28
LC 30/33	30	33
LC 35/38	35	38

Figura 4.26- Características e propriedades do betão leve. Adaptado de [23].

4.4. Modelação para análise estrutural

Para efetuar uma análise/avaliação do comportamento estrutural da ponte recorreu-se à modelação de um modelo de barras tridimensionais, modelo de treliça espacial - Modelo tridimensional onde as treliças/vigas principais foram rotuladas apenas no seu plano e as barras que compõem a secção transversal da ponte continuaram a ter um comportamento de pórtico. Este modelo é aplicado a um tramo de 40 m de vão, utilizando o software de cálculo estrutural *Robot Structural Analysis 2015 (versão estudante)* através do qual é possível obter os esforços, deformações e deslocamentos da estrutura.

4.4.1. Modelação dos elementos

Para definir as características geométricas dos elementos, que constituem o tramo da ponte realizaram-se medições com auxílio de fita métrica, um medidor de laser e um bloco de notas. Posteriormente, confirmaram-se e ajustaram-se algumas medidas, bem como as propriedades mecânicas dos perfis, com base nos elementos de projeto fornecidos através relatório do LNEC de julho de 1979: “Análise estrutural de um tramo da Ponte General Teófilo da Trindade sobre o rio Sorraia em Coruche” tendo sido elaborada na sequência do acidente ocorrido a 24 de Abril de 1979.

Tendo em conta que as duas vigas principais são iguais, foi designada e atribuída uma nomenclatura a cada elemento que constitui as mesmas. A nomenclatura atribuída pode ser observada na Figura 4.27.

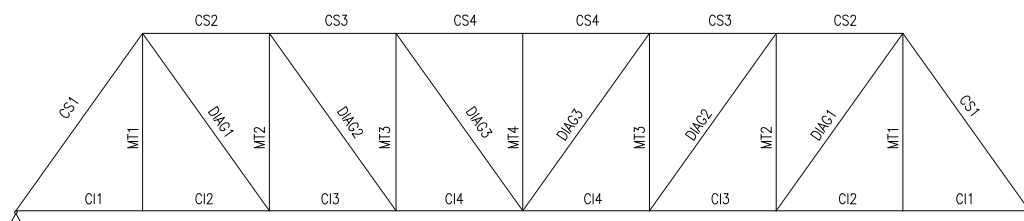


Figura 4.27 - Nomenclatura atribuída aos elementos da viga principal.

Uma vez que as ligações entre os diversos elementos das vigas principais são todas rebitadas, apresentando chapas cobre juntas para a transmissão de forças entre elementos, optou-se por introduzir uma continuidade total em todas as ligações.

Na modelação dos perfis metálicos, no programa de cálculo estrutural, uma vez que as secções são compostas, constituídas por diagonais de travamento (como se pode observar na Figura 4.28 para o exemplo das diagonais (DIAG1)), optou-se por aumentar o peso específico do aço e modelar apenas a secção resistente dos mesmos de acordo com a Figura 4.29. **Erro! A origem da referência não foi encontrada.** O peso específico do aço foi aumento no programa de cálculo estrutural, devido ao facto das chapas de ligação, dos rebites e, principalmente, das diagonais de travamento, que existem na maior parte dos perfis compostos, não estarem contabilizados no programa.

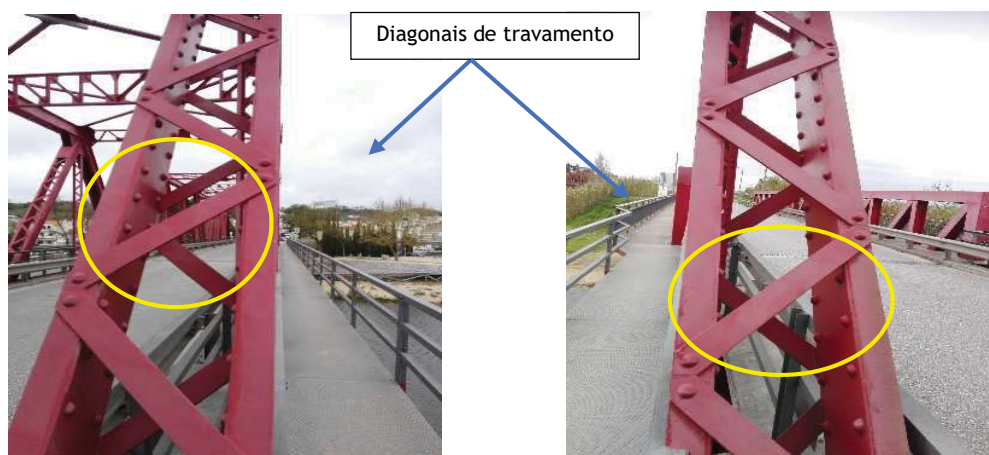


Figura 4.28 - Exemplo das diagonais de travamento do Perfil DIAG1.

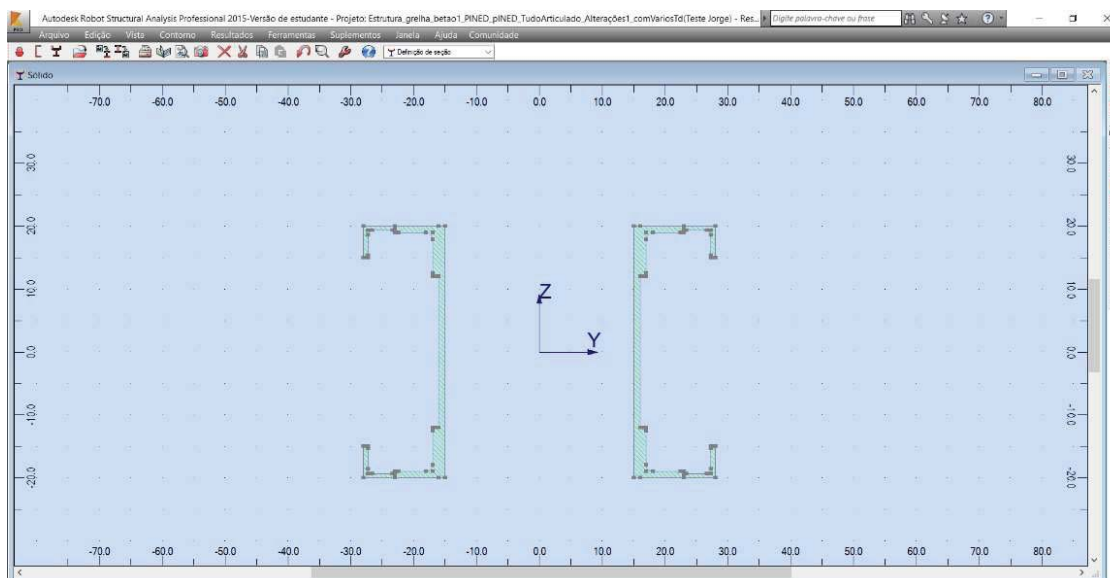


Figura 4.29 - Exemplo da modelação das secções transversais resistentes no programa de cálculo estrutural.

Como já referido, as secções dos elementos constituintes da estrutura foram modeladas no programa de cálculo estrutural de forma a serem atribuídas secções às barras do modelo. De modo a comprovar que as secções estavam corretamente modeladas, no programa *AutoCad* compararam-se os resultados obtidos através do comando “*massprop*” como se pode observar na Figura 4.30.

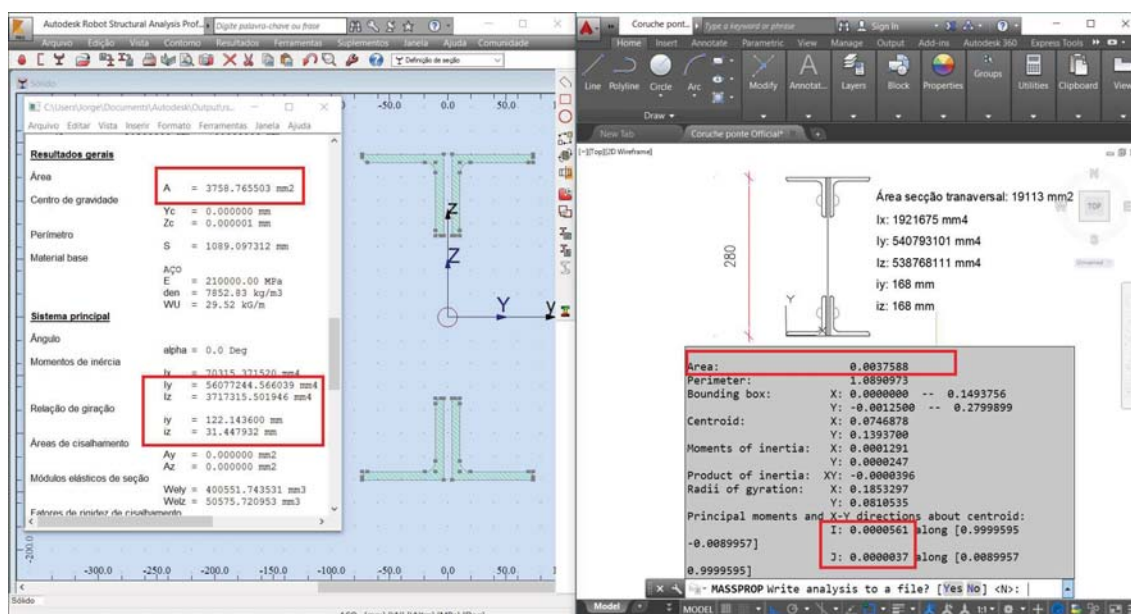


Figura 4.30 - Exemplo da validação das propriedades das secções do programa Robot.

Na Tabela 4.4 apresentam-se as propriedades mecânicas dos elementos (perfis metálicos) que constituem a estrutura que serve como base de estudo.

Tabela 4.4 - Tabela com as propriedades geométricas e mecânicas dos perfis da estrutura

Elemento	A_{total} [mm ²]	$I_y (\times 10^4)$ [mm ⁴]	$I_z (\times 10^4)$ [mm ⁴]	i_y [mm]	i_z [mm]	$w_{ely} (\times 10^3)$ [mm ³]	$w_{elz} (\times 10^3)$ [mm ³]
CS1	19113	54100	53960	168,24	168,03	2304,21	2009,2
CS2	13649	37700,42	28381	166,20	144,20	1639,67	1419,48
CS3	13649	37700,42	28381	166,20	144,20	1639,67	1419,48
CS4	14052	39909,6	29910,9	168,53	145,90	1662,9	1495,5
DIAG1	9759	26729	11050	165,50	106,41	1162,13	736,64
DIAG2	8819	24469,67	7154,52	166,57	90,07	1063,9	565,57
DIAG3	8819	24469,67	7154,52	166,57	90,07	1063,9	565,57
CI1	8559	13789	3980,6	100,51	54,00	1063,47	265,41
CI2	8559	13789	3980,6	100,51	54,00	1063,47	265,41
CI3	10159	16749,22	8913,9	128,40	93,67	1274,91	445,72
CI4	10159	16749,22	8913,9	128,40	93,67	1274,91	445,72
MT1	3759	5608	372	122,14	31,45	480,585	50,63
MT2	10217	9249	2658	95,15	51,00	670,11	234,18
MT3	5274	8127	1966	124,14	61,06	660,54	173,29
MT4	3759	5608	372	122,14	31,45	480,585	50,63
Travessas	3958	3060,95	161	87,94	20,17	278,3	32,86
Longarinas L	8244	30944	439,6	193,74	23,09	1237,8	59,41
Longarinas C	9844	69231,36	440,5	265,20	21,15	1978	59,5
Carlingas	17662	254570,4	1560,8	379,65	29,73	5091,4	148,65

É de referir ao modelar os perfis no programa de cálculo estrutural, alguns apresentavam os eixos trocados, ou seja, diferentes dos eixos do *Autocad*. Dessa forma os eixos adotados foram tal e qual igual aos do programa de cálculo estrutural de modo a não existir problemas nas análises estruturais.

4.4.2. Modelação dos apoios

Como referido anteriormente, a estrutura é composta por dois tipos de apoios: Apoios de articulações fixas e de articulações móveis.

Para os apoios de articulações fixas (apoios fixos) foram bloqueadas todas as translações nas várias direções (U_x , U_y e U_z), enquanto nas rotações se bloqueadas apenas a rotação R_x e R_z , libertando R_y , sendo x a direção longitudinal e y a direção transversal da estrutura. Na Figura 4.31 apresenta-se a forma como foram atribuídas as direções fixas ao modelo de cálculo para os apoios fixos.

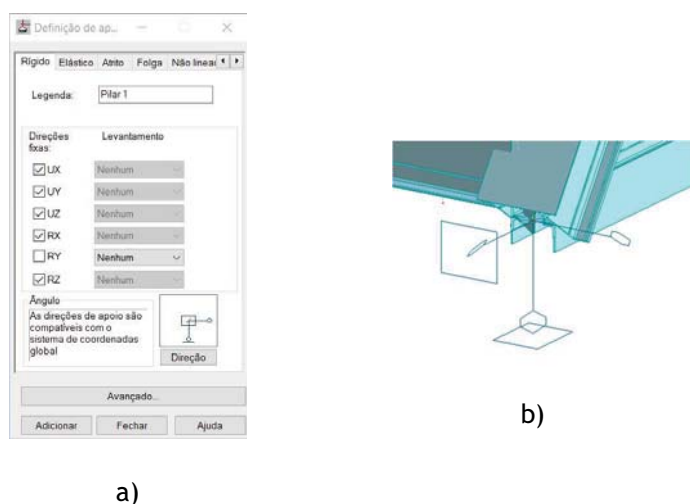


Figura 4.31 - a) Exemplo das direções bloqueadas referentes aos apoios fixos no programa. b) Exemplo de um apoio fixo no modelo de cálculo.

No que diz respeito aos apoios de articulações móveis (apoios móveis) foram bloqueadas as translações U_y e U_z libertando a translação longitudinal U_x , sendo este um apoio unidirecional. Relativamente às rotações, estas foram todas bloqueadas com exceção da rotação R_y . Na Figura 4.32 apresenta-se a forma como foram atribuídas as direções fixas ao modelo de cálculo para os apoios móveis unidireccionais.

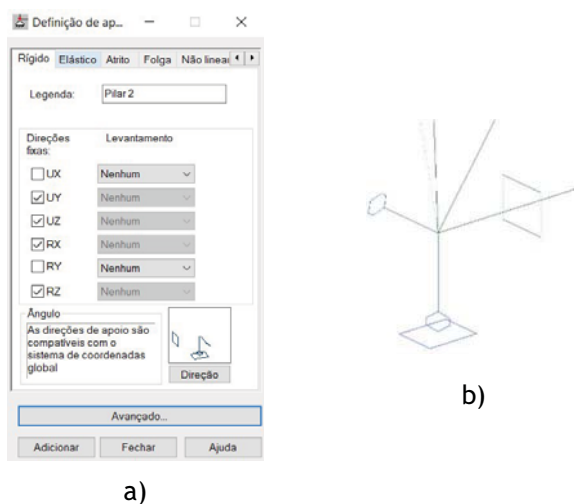


Figura 4.32 - a) Exemplo das direções bloqueadas referentes aos apoios móveis no programa. b) Exemplo de um apoio móvel no modelo de cálculo.

De forma a elucidar melhor a disposição dos aparelhos de apoio no modelo estrutural apresenta-se na Figura 4.33 a localização dos mesmos e as respetivas direções fixas.

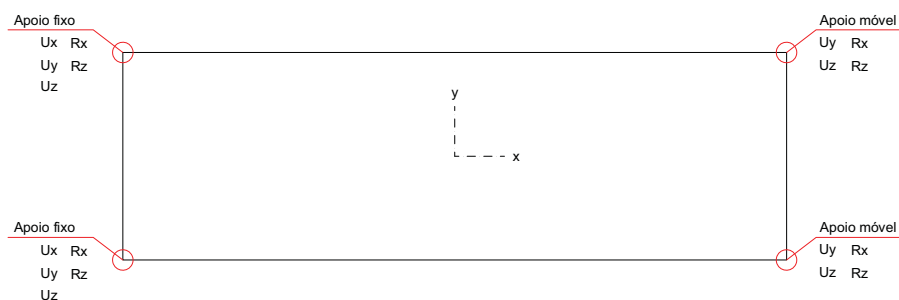


Figura 4.33 - Esquema da localização dos aparelhos de apoio no modelo de cálculo e respetivas direções fixas.

4.4.3. Modelação de grelha metálica e do tabuleiro

Na modelação da grelha metálica onde assenta a laje de betão, grelha esta composta por carlingas, longarinas e travessas, começou-se por modelar os elementos todos à mesma cota, que neste caso foi $z=0$. Na Figura 4.34 está representada a grelha metálica desenhada no programa de cálculo estrutural.

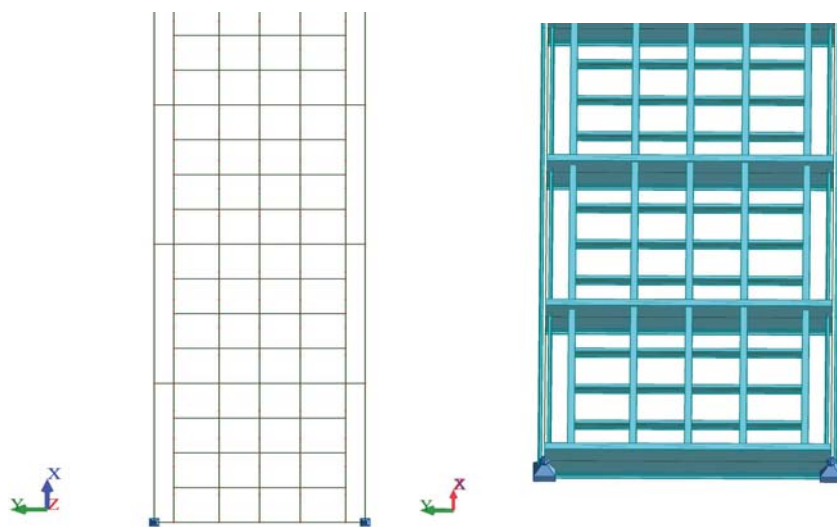


Figura 4.34 - Grelha metálica onde assenta o tabuleiro de betão

Depois de ter todos os elementos que constituem a grelha metálica, onde assenta o tabuleiro de betão, foi atribuído um deslocamento (“offset”) a cada elemento de modo a ficarem na posição correta de acordo com a estrutura em estudo. Ou seja, de modo a que todos os elementos fiquem ligados entre si ao nível dos banzos superiores. Estes deslocamentos devem-se às excentricidades que existem na ligação dos elementos. Estes deslocamentos devem-se às

excentricidades porque os centros geométricos não são coincidentes. Na Figura 4.35 estão representadas as excentricidades dadas no modelo desenvolvido.

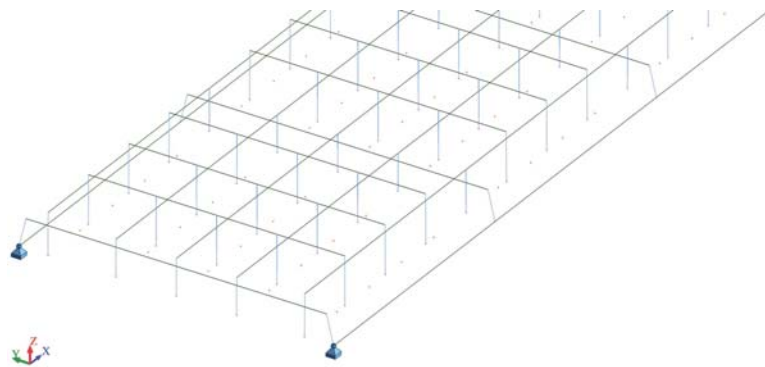


Figura 4.35 - Deslocamentos/excentricidades atribuídos aos elementos da grelha metálica.

Na figura anterior, as linhas a azul simulam elementos muito rígidos (originados pelo programa) de modo a simular as ligações entre os elementos da grelha metálica. Estes elementos muito rígidos, simulados pelo programa, são originados após aplicar as respetivas excentricidades.

Na Figura 4.36 está representada a grelha metálica em que todas as barras apresentam as respetivas secções. Nesta figura pode observar-se também que todos os elementos estão ligados entre si ao nível dos banzos superiores.

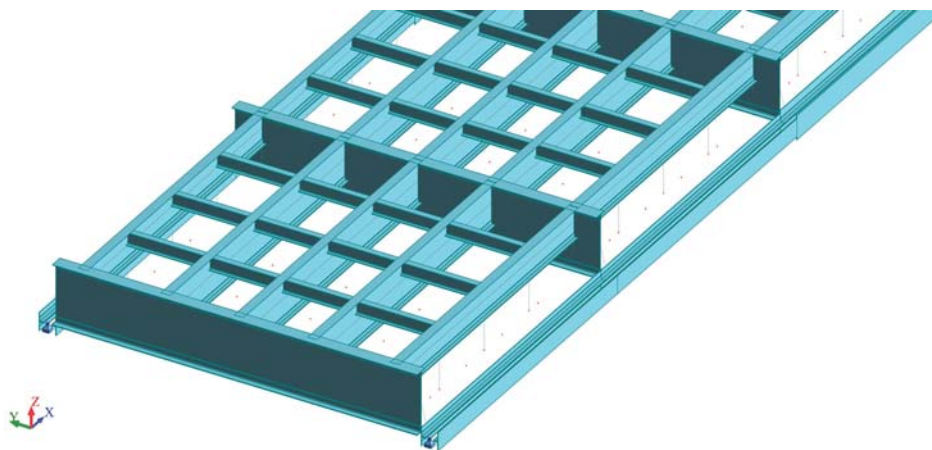


Figura 4.36 - Deslocamento atribuído aos elementos da grelha metálica. Barras com secções.

No que concerne à modelação da laje de betão, uma vez que não se conhece a sua ligação à grelha metálica que constitui a plataforma de suporte, optou-se por elaborar um modelo em grelha constituído por barras de betão, onde a força exercida pelo veículo rodoviário será

aplicada nos nós da grelha. Na modelação de um modelo grelha é necessário definir a forma adequada e as propriedades das barras. A rigidez longitudinal está concentrada nas barras longitudinais, enquanto que a rigidez transversal está concentrada nas barras transversais.

Na Figura 4.37 está representado o modelo grelha adotado de modo a simular a laje do tabuleiro.

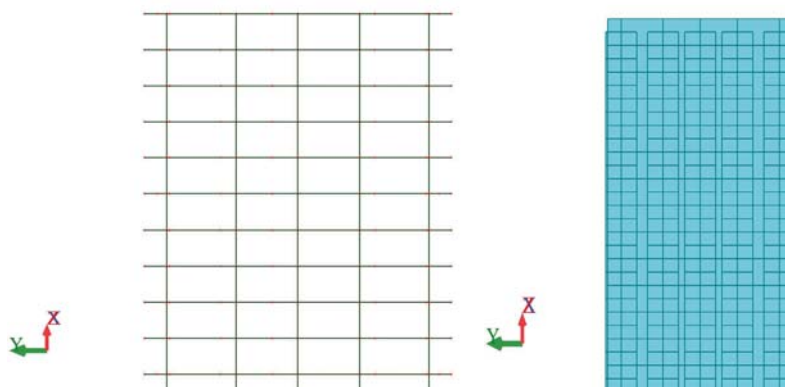


Figura 4.37 - Modelo grelha que simula a laje do tabuleiro

As barras que compõem o modelo grelha devem estar colocadas de modo a que as ligações estejam coincidentes com os apoios da mesma. Para ligar o modelo grelha do tabuleiro de betão à grelha metálica que serve de suporte do mesmo foram utilizadas barras rígidas (barras com igual rigidez às barras que compõem o modelo grelha do tabuleiro de betão) de modo a ocorrer a transferência de esforços. Na Figura 4.38 está representada a ligação do modelo grelha às carlingas e longarinas.

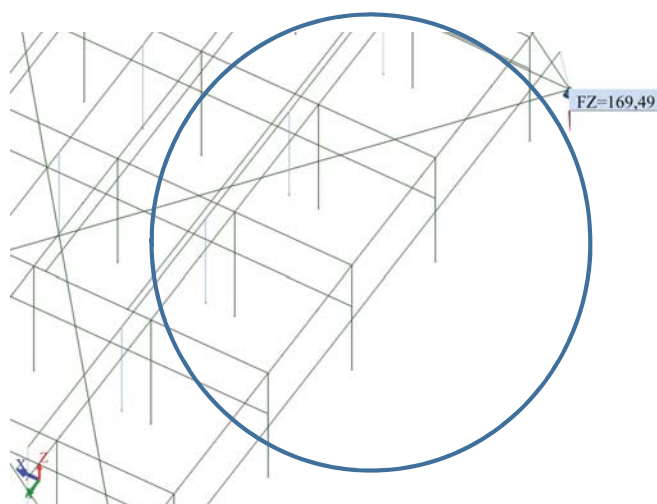


Figura 4.38 Ligação da grelha metálica às carlingas

Na Figura 4.39 e Figura 4.40 pode-se observar em perspetiva a estrutura modelada no programa de cálculo estrutural.

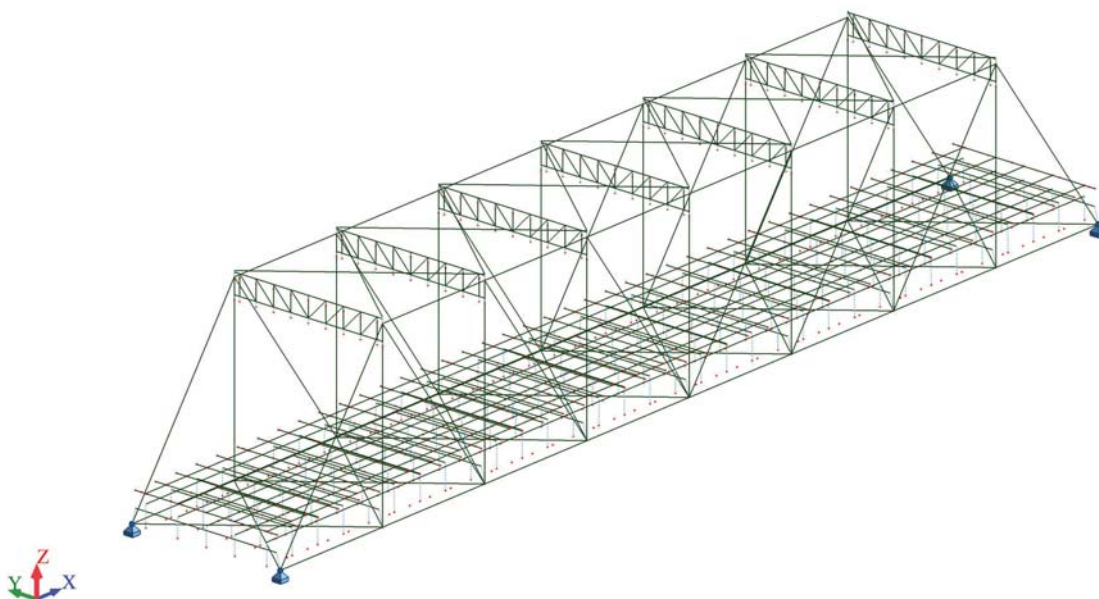


Figura 4.39 - Modelo Estrutural - Perspetiva

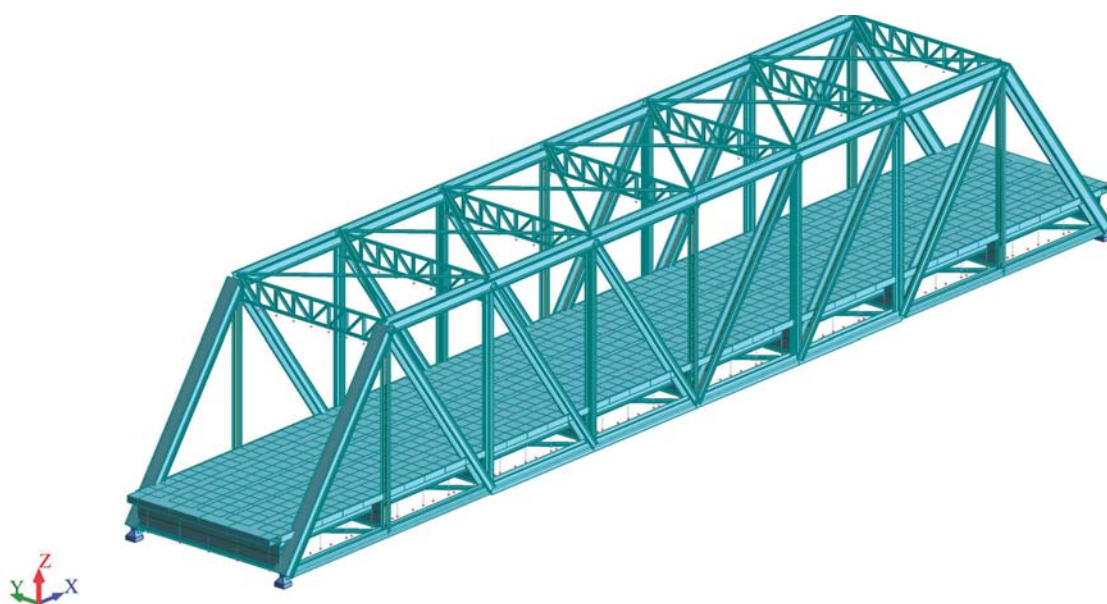


Figura 4.40 - Perspetiva do modelo estrutural e respetivas secções.

4.5. Ações verticais

4.5.1. Cargas permanentes

Em relação às cargas permanentes na estrutura, o peso dos perfis do tramo metálico foi calculado pelo programa a partir das áreas das secções introduzidas. Como no programa de cálculo estrutural foi apenas modelado a secção resistente dos perfis e o mesmo não contabilizar as diagonais de travamento e o peso dos rebites e das chapas secundários de ligação dos banzos dos perfis metálicos, optou-se por aumentar o peso específico do aço para os vários perfis de modo a corrigir este aspeto.

O peso dos goussets e dos passeios metálicos foi introduzido no modelo através de forças concentradas, aplicadas aos nós, cujo valor total é igual a 120 kN.

O peso do passeio de betão foi igualmente introduzido no modelo através de forças concentradas a cada 5 m nos nós da grelha que simula a laje do tabuleiro. O peso total dos dois passeios de betão é de 146 kN. Os passeios de betão apresentam uma espessura de 15 cm e largura de 48,5 cm. Na Figura 4.41 apresenta-se o desenho com as dimensões do passeio de betão.

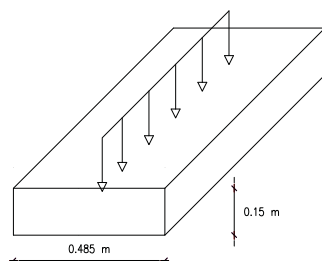


Figura 4.41 - Dimensões de espessura e largura dos passeios de betão

As forças referentes ao peso do passeio de betão foram aplicadas nos nós do modelo grelha que simula a laje de betão e foram obtidas da seguinte forma:

$$25 \times 0,15 \times 0,485 \times 2,5 = 4,55 \text{ kN}$$

$$25 \times 0,15 \times 0,485 \times 5 = 9,1 \text{ kN}$$

Na Figura 4.42 representa-se as vistas em alçado e secção transversal, as forças referentes ao peso dos passeios de betão aplicadas no modelo estrutural da ponte.

4.5.2. Ações variáveis

4.5.2.1. Sobrecarga rodoviária

Como referido no subcapítulo 3.2.1 do presente trabalho, o modelo LM1 é o mais utilizado para verificações globais e locais, desta forma, será o modelo escolhido para simular a sobrecarga rodoviária.

Para a aplicação das sobrecargas rodoviárias, o EC1 refere que a largura das faixas de rodagem é dividida em vias fictícias de três metros de largura, sendo a via nº1 (*Lane 1*) a que provoca o efeito mais desfavorável.

A faixa de rodagem do objeto de estudo mede 5 metros de largura, como se pode observar na Figura 4.44.

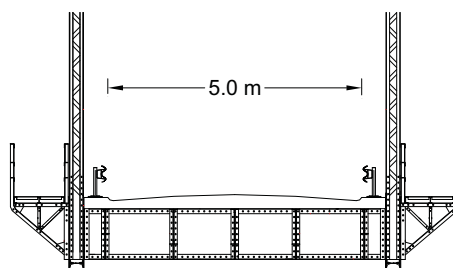


Figura 4.44- Largura faixa rodagem. Secção transversal.

Para o caso da estrutura em estudo, como a largura da sua faixa de rodagem é de cinco metros, de acordo com a EN 1991-2 e com a Tabela 4.5, esta será composta por uma via fictícia (*notional lane*) de três metros e uma faixa remanescente (*remaining area*) de dois metros como podemos observar na Figura 4.45 e Figura 4.46.

Tabela 4.5- Divisão da faixa de rodagem em vias fictícias.

Largura da faixa de rodagem [m]	Número de vias fictícias	Largura das vias fictícias [m]	Largura da área remanescente [m]
W=5	1	3	2

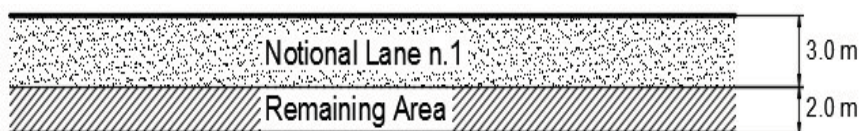


Figura 4.45-Divisão em vias fictícias (notional lines).

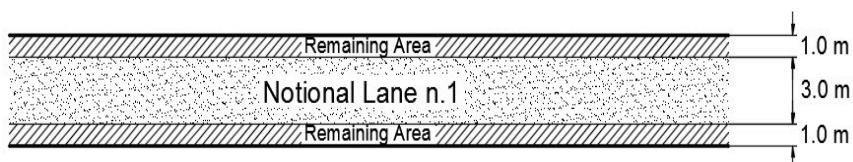


Figura 4.46-Divisão em vias fictícias (notional lines).

Dividida a faixa de rodagem em vias fictícias e área remanescente. Para avaliação dos efeitos de tráfego aos ELU foi considerado e aplicado nas mesmas o modelo de carga nº1 (LM1). Foram então aplicadas na estrutura um sistema de duas cargas concentradas por eixo, uma por linha imaginária i , e uma carga distribuída. Os valores referentes aos carregamentos aplicados na estrutura, de acordo com o número de vias fictícias, estão descritos na Tabela 4.6.

Tabela 4.6-Carregamento do modelo LM1.

Position	Tadem system - Axle load Q_{ik} [kN]	Uniformly distributed load q_{ik} [kN/m ²]
Notional Lane n. 1	300	9

Assim, deste modo, temos um sistema de duas cargas concentradas por eixo, uma por linha imaginária i , que representa um peso de:

$$2 \times \alpha_{Qi} \times Q_{ki} \quad (4.1)$$

$$2 \times 1 \times 150kN = 300kN \text{ (por eixo)}$$

É importante referir que de acordo com a Tabela 3.3, considerou-se que a ponte é de classe I, tendo como consequência valores para α_{Qi} serem iguais à unidade de modo a reproduzir situações de tráfego industrial pesado.

As disposições das sobrecargas são executadas de maneira a verificar as situações mais gravosas/desfavoráveis, de forma a permitir avaliar a segurança da estrutura. É de salientar que as cargas concentradas devem ser consideradas apenas uma vez para cada via fictícia.

Depois de analisadas as posições das mesmas, relativamente à atuação da sobrecarga rodoviária, considerou-se o seu posicionamento encostado ao passeio, atuando em 7 posições diferentes, sucedendo-se o mesmo relativamente à zona central. Na Figura 4.47 está representada a aplicação das sobrecargas rodoviárias na secção transversal da estrutura.

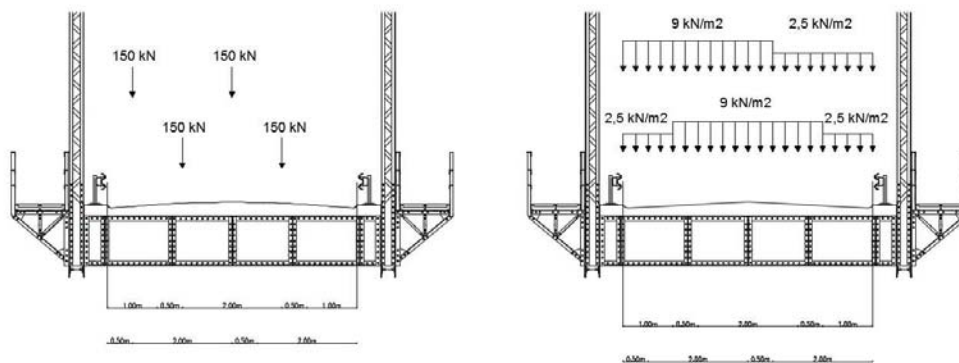


Figura 4.47 - Exemplo de aplicação da sobrecarga rodoviária. Secção transversal.

4.5.2.2. Sobrecarga nos passeios

De acordo com a EN 1991, no modelo elaborado considerou-se uma sobrecarga nos passeios de 5 kN/m² aplicados de forma pontual nos nós inferiores das vigas principais.

Os passeios exteriores para a passagem de peões apresentam 1 m de largura. Deste modo temos:

$$SC_{passeios} = 5 \times 2.5 \times 1 = 12.5 \text{ kN}$$

$$SC_{passeios} = 5 \times 5 \times 1 = 25 \text{ kN}$$

A Figura 4.48 representa as forças concentradas devido às sobrecargas nos passeios nos nós da corda inferior.

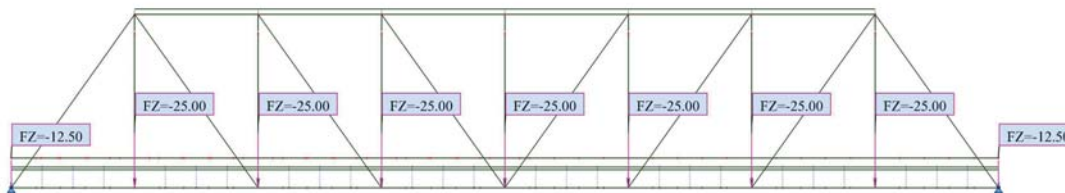


Figura 4.48- Sobrecarga nos passeios aplicada nos nós inferiores das vigas principais.

4.6. Combinações de ações

Estando descritas as ações significativas para uma análise ao cálculo da estrutura, referem-se agora as combinações consideradas relevantes neste estudo.

A primeira combinação analisada corresponde a ponte sem estar sujeita a solicitações exteriores, refletindo-se numa combinação de duração permanente. Quer isto dizer que se consideram apenas as cargas permanentes de modo a verificar se a ponte estava corretamente modelada no programa de cálculo estrutural.

$$\sum G_{k,i} \quad (4.2)$$

Esta combinação é constituída pelas ações que se encontram presentes na estrutura desde o início do seu funcionamento, ou seja, o peso próprio de todos os elementos que constituem a estrutura.

Foram também analisadas combinações de ações para situações de projeto (combinações fundamentais) referentes ao Estado Limite Último que se materializam na EN 1990 através da expressão seguinte.

$$\sum \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{k,1} Q_{k,1} + \sum \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (4.3)$$

Em que,

- γ_G – Coeficiente parcial relativo às ações permanentes, G;
- γ_Q - Coeficiente parcial relativo às ações variáveis, Q;
- ψ_0 - Coeficiente de combinação para as ações variáveis;
- ψ_2 - Coeficiente de combinação quase-permanente para as ações variáveis;
- E_d - Valor de dimensionamento do efeito de uma ação;
- G_k - Valor característico de uma ação permanente;
- $Q_{k,i}$ - Valor característico de uma ação variável;
- $Q_{k,1}$ - Valor característico de uma ação variável base;
- A_{Ed} - Valor de cálculo da ação sísmica ($A_{Ed} = \gamma_I \times A_{Ek}$);
- γ_I - Coeficiente de importância;

Nesta primeira análise foram combinadas apenas as cargas permanentes com as cargas variáveis do veículo tipo e sobrecarga nos passeios da estrutura. De seguida apresentam-se todas as combinações efetuadas para a análise da segurança.

Comb 1	$1,35 (PP_{total}) + 1,5 (TS\ 5^\circ\ Carlinga_{centro} + UDL_{centro} + SC_{passeios})$
Comb 2	$1,35 (PP_{total}) + 1,5 (TS\ 5^\circ\ Carlinga_{berma} + UDL_{berma} + SC_{passeios})$
Comb 3	$1,35 (PP_{total}) + 1,5 (TS\ 4^\circ\ Carlinga_{centro} + UDL_{centro} + SC_{passeios})$
Comb 4	$1,35 (PP_{total}) + 1,5 (TS\ 4^\circ\ Carlinga_{berma} + UDL_{berma} + SC_{passeios})$

Comb 5	$1,35 (PP_{total}) + 1,5 (TS\ 3^{\circ}\ Carlinga_{centro} + UDL_{centro} + SC_{passeios})$
Comb 6	$1,35 (PP_{total}) + 1,5 (TS\ 3^{\circ}\ Carlinga_{berma} + UDL_{berma} + SC_{passeios})$
Comb 7	$1,35 (PP_{total}) + 1,5 (TS\ 2^{\circ}\ Carlinga_{centro} + UDL_{centro} + SC_{passeios})$
Comb 8	$1,35 (PP_{total}) + 1,5 (TS\ 2^{\circ}\ Carlinga_{berma} + UDL_{berma} + SC_{passeios})$
Comb 9	$1,35 (PP_{total}) + 1,5 (TS\ 1^{\circ}\ Carlinga_{centro} + UDL_{centro} + SC_{passeios})$
Comb 10	$1,35 (PP_{total}) + 1,5 (TS\ 1^{\circ}\ Carlinga_{berma} + UDL_{berma} + SC_{passeios})$
Comb 11	$1,35 (PP_{total}) + 1,5 (TS\ 4^{\circ}\ M\u00f3dulo_{centro} + UDL_{centro} + SC_{passeios})$
Comb 12	$1,35 (PP_{total}) + 1,5 (TS\ 4^{\circ}\ M\u00f3dulo_{berma} + UDL_{berma} + SC_{passeios})$
Comb 13	$1,35 (PP_{total}) + 1,5 (TS\ 3^{\circ}\ M\u00f3dulo_{centro} + UDL_{centro} + SC_{passeios})$
Comb 14	$1,35 (PP_{total}) + 1,5 (TS\ 3^{\circ}\ M\u00f3dulo_{berma} + UDL_{berma} + SC_{passeios})$
Comb 15	$1,35 (PP_{total}) + 1,5 (TS\ 2^{\circ}\ M\u00f3dulo_{centro} + UDL_{centro} + SC_{passeios})$
Comb 16	$1,35 (PP_{total}) + 1,5 (TS\ 2^{\circ}\ M\u00f3dulo_{berma} + UDL_{berma} + SC_{passeios})$
Comb 17	$1,35 (PP_{total}) + 1,5 (TS\ 1^{\circ}\ M\u00f3dulo_{centro} + UDL_{centro} + SC_{passeios})$
Comb 18	$1,35 (PP_{total}) + 1,5 (TS\ 1^{\circ}\ M\u00f3dulo_{berma} + UDL_{berma} + SC_{passeios})$

4.7. An\u00e1lise da seguran\u00e7a para a estrutura

Ap\u00f3s executar o modelo estrutural e aplicar todas as a\u00e7\u00f5es, j\u00e1 referidas anteriormente, \u00e0 estrutura obteve-se os esfor\u00e7os atuantes nos elementos estruturais, atrav\u00e9s do programa de c\u00e1lculo estrutural *Robot Structural Analysis 2015 (vers\u00e3o estudante)*. Na Tabela 4.7 pode-se observar os esfor\u00e7os atuantes axiais, N_{ed} , na viga principal mais solicitada.

Nas vigas principais, treli\u00e7as do tipo “Pratt”, os elementos que as constituem apenas v\u00e3o estar solicitados por esfor\u00e7os axiais (tra\u00e7\u00e3o e compress\u00e3o).

De maneira a interpretar melhor os esfor\u00e7os nas barras da estrutura, apresenta-se a numera\u00e7\u00e3o dos elementos da viga principal mais solicitada e da grelha met\u00e1lica, de acordo com a modela\u00e7\u00e3o no programa de c\u00e1lculo estrutural.

Estudo de Solução para Alargamento da Ponte sobre o Rio Sorraia em Coruche

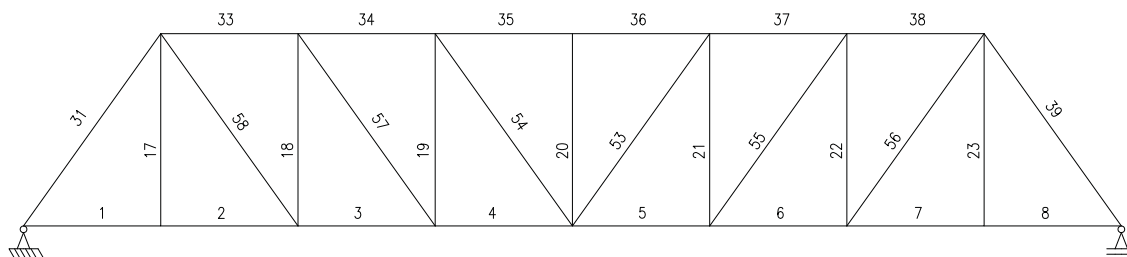


Figura 4.49 - Numeração das barras que constituem a viga principal mais solicitada.

100	101	102	103	104	105	106	107
92	93	94	95	96	97	98	99
84	85	86	87	88	89	90	91
76	77	78	79	80	81	82	83
68	69	70	71	72	73	74	75

Figura 4.50 - Numeração das barras que constituem a grelha metálica.

Tabela 4.7 - Esforços atuantes na viga principal

Elemento/ numero da barra	Fx^+_{\max} (Tração) [kN]	Fx^-_{\max} (Compressão) [kN]
Corda superior 1 (CS1) (31)	-	2092
Corda superior 2 (CS2) (33)	-	2118
Corda superior 3 (CS3) (34)	-	2604
Corda superior 4 (CS4) (35)	-	2757
Diagonal 1 (DIAG1) (58)	1631	-
Diagonal 2 (DIAG2) (57)	1004	-
Diagonal 3 (DIAG3) (53)	499	24
Corda Inferior 1 (CI1) (1)	857	-
Corda Inferior 2 (CI2) (2)	635	-
Corda Inferior 3 (CI3) (3)	1239	-
Corda Inferior 4 (CI4) (4)	1609	-
Montante 1 (MT1) (17)	671	-
Montante 2 (MT2) (18)	-	840
Montante 3 (MT3) (19)	-	424
Montante 4 (MT4) (20)	-	23

Da Tabela 4.7 à Tabela 4.9 estão representados os esforços atuantes nos elementos que constituem a grelha metálica onde está assente o tabuleiro de betão. A grelha metálica é constituída por carlingas e longarinas que, para além dos esforços axiais, também apresentam esforços de corte e esforços de flexão.

Tabela 4.8 - Esforços atuantes nas carlingas

Elemento	$F_x^+_{max}$ (Tração) [kN]	$F_x^-_{max}$ (Compressão) [kN]	$F_z^+_{max}$ [kN]	$F_z^-_{max}$ [kN]	$M_y^+_{max}$ [kN.m]
Carlinga 59	308	490	630	476	349
Carlinga 60	657	152	614	480	380
Carlinga 61	826	199	808	653	478
Carlinga 62	655	170	692	452	392
Carlinga 63	712	163	665	530	413
Carlinga 64	376	81	326	305	207
Carlinga 65	363	86	347	324	206
Carlinga 66	251	60	235	215	142
Carlinga 67	32	81	108	86	59

Tabela 4.9 - Esforços atuantes nas longarinas

Elemento	$F_x^+_{max}$ (Tração) [kN]	$F_x^-_{max}$ (Compressão) [kN]	$F_z^+_{max}$ [kN]	$F_z^-_{max}$ [kN]	$M_y^+_{max}$ [kN]
Longarina Lateral 68	281	-	51	64	102
Longarina Lateral 69	281	-	63	53	97
Longarina Lateral 70	326	-	49	60	100
Longarina Lateral 71	423	-	62	70	110
Longarina Lateral 72	362	-	70	25	69
Longarina Lateral 73	201	-	23	10	26
Longarina Lateral 74	114	-	12	16	21
Longarina Lateral 75	99	-	17	10	23
Longarina Lateral 100	199	-	28	42	56
Longarina Lateral 101	205	-	42	21	53
Longarina Lateral 102	249	-	18	38	57
Longarina Lateral 103	328	-	39	49	66
Longarina Lateral 104	307	-	49	25	49
Longarina Lateral 105	181	-	21	8	24
Longarina Lateral 106	102	-	10	16	19
Longarina Lateral 107	90	-	16	9	20
Longarina central 76	362	-	83	117	188
Longarina central 77	383	-	86	96	170
Longarina central 78	447	-	92	103	179
Longarina central 79	572	-	99	117	193
Longarina central 80	533	-	117	46	116
Longarina central 81	289	-	46	22	50
Longarina central 82	158	-	21	20	41
Longarina central 83	152	-	49	30	56
Longarina central 84	578	231	64	288	350
Longarina central 85	601	36	85	218	305
Longarina central 86	620	-	55	179	276
Longarina central 87	623	-	101	118	208
Longarina central 88	553	-	117	43	117
Longarina central 89	428	-	142	3	164
Longarina central 90	426	46	192	17	200
Longarina central 91	470	230	286	8	290

Longarina central 92	341	-	82	117	169
Longarina central 93	345	-	86	91	151
Longarina central 94	409	-	92	86	163
Longarina central 95	522	-	83	117	177
Longarina central 96	503	-	117	44	116
Longarina central 97	273	-	45	23	49
Longarina central 98	151	-	21	21	40
Longarina central 99	147	-	48	32	54

4.7.1. Verificação dos elementos à compressão e tração

O dimensionamento dos elementos da estrutura em relação ao esforço axial será feito com base nos subcapítulos 3.7.2 e 3.7.3 deste documento.

Tração

Para exemplificar como foi feita a verificação à tração apresentam-se apenas como exemplo os cálculos para o elemento da viga principal mais tracionado que, neste caso, é a DIAG1 (Barra nº58). Na Figura 4.51 apresenta-se o diagrama de esforço axial para o elemento DIAG1.

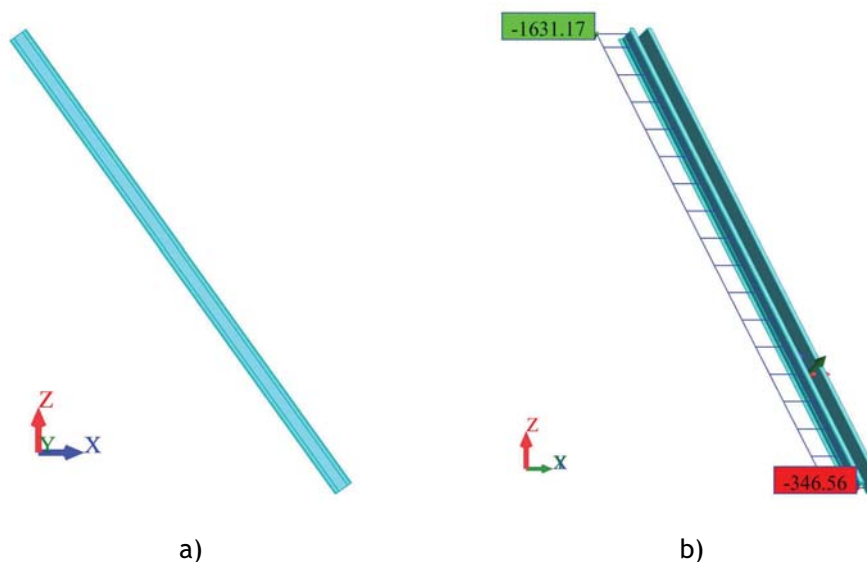


Figura 4.51- a) Elemento DIAG1. b) Elemento DIAG1 e respetivo diagrama de esforço axial para a combinação mais desfavorável.

Assim, de acordo com as equações ((3.37) e ((3.38) temos, na Tabela 4.10 os seguintes resultados referentes à aplicação das equações do dimensionamento de elementos à tração:

Tabela 4.10 - Resultados relativamente à verificação do elemento DIAG1 solicitado à tração

A [mm ²]	9759
f _y [Mpa]	235000
γ _{M0}	1
N _{ed} [kN]	1529
N _{t,rd} [kN]	2293

Para o caso da Diag1 (Barra 58) pode-se verificar que resiste aos esforços de tração a que está sujeita, apresentando um rácio de esforço atuante/esforço resistente de 71%.

Compressão

Quando um elemento está sujeito à compressão é necessário verificar a encurvadura do mesmo. Este fenómeno caracteriza-se pela ocorrência de grandes deformações transversais em elementos sujeitos a esforços de compressão.

De forma a elucidar como foi feita a verificação dos elementos à compressão, apresenta-se, como exemplo, os cálculos para o elemento da viga principal CS4 (barra 35) que está solicitado ao maior esforço de compressão.

A CS4 é um elemento mais complexo numa análise à compressão, visto que é composto por cantoneiras com diagonais de travamento, como se pode observar na Figura 4.52.

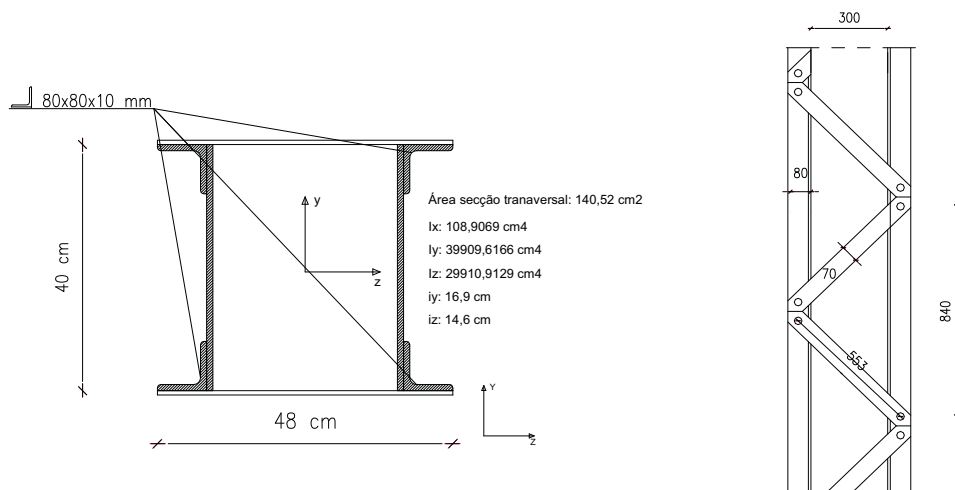


Figura 4.52 - Secção transversal e longitudinal do elemento CS4.

Como referido anteriormente, relativamente à modelação destes elementos no programa de cálculo automático (elementos compostos com diagonais de travamento) apenas se modelou a

secção resistente. Na Figura 4.53 está representado o elemento CS4 e o respetivo diagrama de esforço axial.

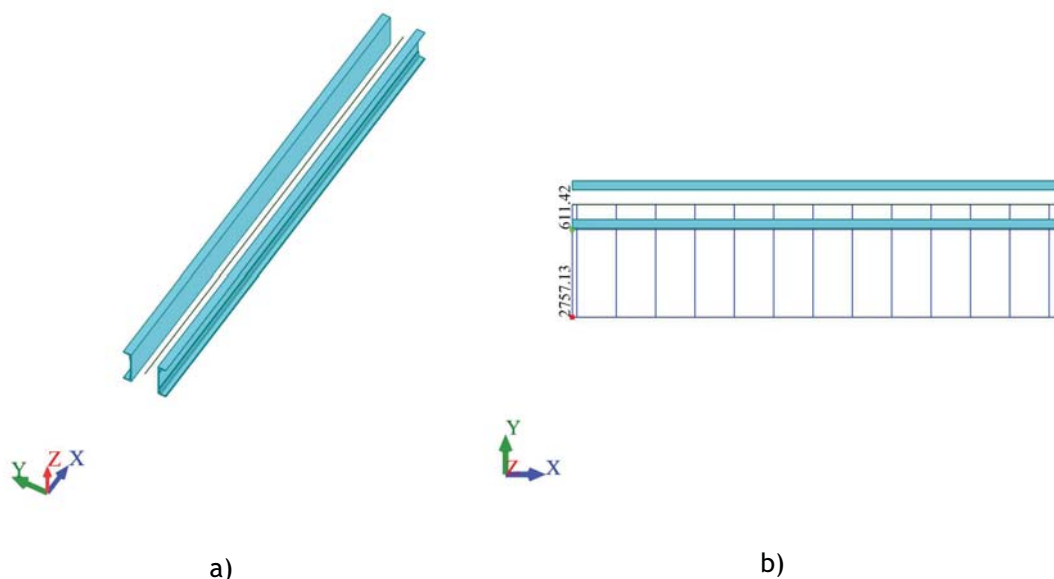


Figura 4.53 - a) Elemento CS4. b) Elemento CS4 e respetivo diagrama de esforço axial para a combinação mais desfavorável.

Para o cálculo de elementos de secções múltiplas ligadas por arranjos treliçados, como é o caso do elemento CS4, sujeitos aos esforços de compressão é necessário calcular o esforço atuante por corda devido aos efeitos provocados pelos deslocamentos de segunda ordem $N_{ed,ch}$.

De acordo com as expressões do subcapítulo 3.7.3 e tendo o elemento CS4 dois planos de ligação para o cálculo de $N_{ed,ch}$ apresenta-se a Tabela 4.11.

Tabela 4.11 - Resultados obtidos devido ao incremento de esforço axial referentes aos esforços provocados pelos deslocamentos de 2º ordem.

L [m]	5	e_0 [m]	0,01
A_{CHORD} [m ²]	0,007		
h_0 [m]	0,334		
I_{eff} [m ⁴]	0,0004		
N_{cr} [kN]	32490		
Ad [m]	0,0005		
a [m]	0,84		
d [m]	0,55		
S_v [kN]	57956		
M_s [kN.m]	31,78		
$N_{ed,ch}$ [kN]	1473,71		
N_{ed} [kN]	2757		
N_{ed} deslocamentos 2º ordem	95,15		
% total do incremento de N_{sd}	6,90		

As distâncias a, d e a área A_d , podem ser visualizadas na Figura 4.52 que representa as distâncias e comprimentos das diagonais de travamento do elemento CS4, que pertence à corda superior da viga principal.

É de salientar que o incremento de esforço atuante por corda devido aos efeitos dos deslocamentos de 2ª ordem é de 95,15 kN que, em termos de percentagem, corresponde a um aumento pequeno de 6,90%.

Nos elementos comprimidos deve adicionalmente verificar-se a condição $N_{ed} \leq N_{b,Rd}$, onde $N_{b,Rd}$ é a resistência à encurvadura por flexão do elemento. Para calcular a resistência à encurvadura global, em elementos de secção e esforço axial constantes recorreu-se à equação (3.42)).

O fator de redução do modo de encurvadura, χ , devido à esbelteza do membro em análise tem de ser calculado com vista a possíveis instabilidades, tanto na direção y como na direção z . De acordo com a equação (3.44) **Erro! A origem da referência não foi encontrada.**, cálculo do fator de redução do modo de encurvadura, é necessário considerar o coeficiente de esbelteza generalizada, $\bar{\lambda}$, que se calcula através da equação (3.33). Por sua vez o fator θ calcula-se em função de α , que é um fator de imperfeição generalizado, estando associado à curva de encurvadura a adotar no dimensionamento de um dado elemento metálico, que depende da geometria das secções transversais do processo de fabrico e do plano de encurvadura condicionante. É de referir que o Eurocódigo não contabiliza curvas de encurvadura para elementos compostos ligados por rebites. Assim foi adotado para o caso do elemento CS4 uma curva de encurvadura para secções soldadas ocas em que, para um aço S235 a curva de encurvadura correspondente é a curva b como se pode observar na Tabela 4.12.

Tabela 4.12 - Curva de encurvadura para o elemento CS4.

Secção	Eixo de flexão	Curva de encurvadura
		S235
Soldadas ocas	qq.	b

Escolhendo a curva de encurvadura b, o fator de imperfeição generalizado toma o valor de 0,34, independentemente do eixo de flexão. O coeficiente de esbelteza generalizada calcula-se em função do raio de giração, i , e do comprimento de encurvadura, L_{cr} . É necessário ter em conta que o raio de giração é calculado apenas de uma corda que constitui o perfil do elemento CS4 como se apresenta na Figura 4.54.

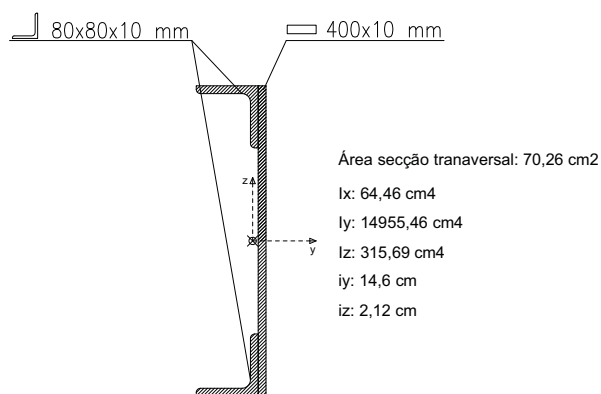


Figura 4.54 - Corda da seção transversal do elemento CS4 de modo a verificar a encurvadura em elementos compostos travados por diagonais.

Para a encurvadura em torno do eixo y é considerado para o comprimento de encurvadura 5 m, que coincide com o comprimento total do elemento, visto que nesta direção o elemento se encontra apoiado nas extremidades e sem travamentos ao longo do mesmo. Em relação à encurvadura em torno do eixo z, o comprimento de encurvadura considerado foi de 0,42 m (metade do valor da distância a), visto que nesta direção existem diagonais de travamento de ligação em correspondência.

Na Tabela 4.13 apresentam-se os valores dos vários parâmetros para o esforço de resistência à encurvadura $N_{b,Rd}$.

Tabela 4.13 - Valores obtidos através dos cálculos da encurvadura por flexão para o elemento CS4.

Elemento nº 35 / CS4	
Torno y	
X	0,940
Φ	0,595
λ^-	0,365
α	0,34
$N_{b,Rd}$ [kN]	1551,63
$L_{cr,y}$ [m]	5
i_y [m]	0,146
λ_1	93,9
Torno z	
X=	0,996
$\Phi=$	0,524
λ^-	0,211
α	0,34
$N_{b,Rd}$ [kN]	1644,67
$L_{cr,y}$ [m]	0,42
i_z [m]	0,02
λ_1	93,9

Após o cálculo da resistência à encurvadura por flexão do elemento pode verificar-se que a condição $N_{ed} \leq N_{b,Rd}$ se verifica, apresentado o elemento CS4 um rácio de esforço atuante /esforço resistente de 95%.

$$N_{ed, ch} = 1474 < N_{b,rd} = 1552 \text{ kN} \quad \text{OK! Verifica a resistência à encurvadura}$$

4.7.2. Verificação dos elementos à flexão

Na estrutura, os elementos sujeitos a esforços de flexão são as carlingas, as longarinas centrais e laterais. Para o dimensionamento destes elementos à flexão é necessário verificar a equação (3.47).

As carlingas são os elementos que sofrem maior esforço de flexão. Desta forma, o dimensionamento será exemplificado para a carlinga nº61. Na Figura 4.55 está representado o diagrama de momentos fletores para o elemento carlinga nº61.

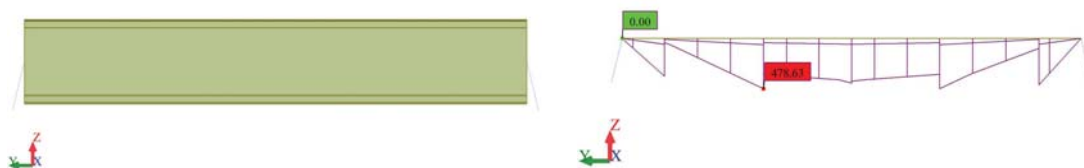


Figura 4.55 - Carlinga nº 61 com respetivo diagrama de momentos fletores.

De acordo com a equação (3.49) apresenta-se na Tabela 4.14 a verificação da resistência à flexão para a carlinga nº61.

Tabela 4.14 - Resultados da verificação da resistência à flexão para a Carlinga nº61.

Elemento	Carlinga 61
$M_{y \max}^+ \text{ [kN.m]}$	480,58
$w_{el,y} \text{ [mm}^3\text{]}$	5091409
$M_{c,rdy} \text{ [kN.m]}$	1196,48

Como se apresenta na Tabela 4.14, a carlinga nº61 verifica o dimensionamento à flexão através da condição $M_{ed}/M_{c,rd} \leq 1$, apresentando um rácio de esforço atuante/esforço resistente de 40%.

4.7.3. Verificação dos elementos ao esforço transversal

No dimensionamento ao esforço transversal, também como exemplo a carlinga nº61, é necessário verificar a equação (3.53). Na Figura 4.56 está representado o esforço transversal atuante no elemento.

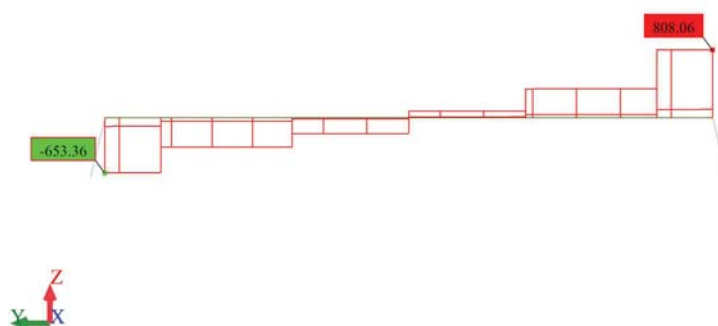


Figura 4.56 - Esforço transversal atuante na carlinga nº61.

Para o cálculo do valor de resistência ao esforço transversal é necessário definir a área de corte do elemento. Esta área corresponde, aproximadamente, à área das partes da secção paralelas à direção do esforço transversal. Deste modo, para a carlinga em análise, a Figura 4.57 demonstra como foi determinada a área de corte do elemento.

Na estrutura que serve como caso de estudo, todos os perfis com exceção das transversinas são compostos e ligados com rebites. Para este tipo de perfis a EN1993-1-1 não especifica qualquer forma nem fórmula para calcular a área de corte dos mesmos. Assim sendo, os perfis diferentes dos soldados podem-se admitir que a área de corte dos mesmos pode ser avaliada tendo em conta a equação (3.59), secções soldadas em I, H e em caixão, carga paralela à alma.

Para secções soldadas em I ou H, a área de corte é dada pela área da alma multiplicado por um parâmetro que, de forma conservativa, pode ser igual à unidade. Deste modo, temos $A_v=0.01 \text{ m}^2$

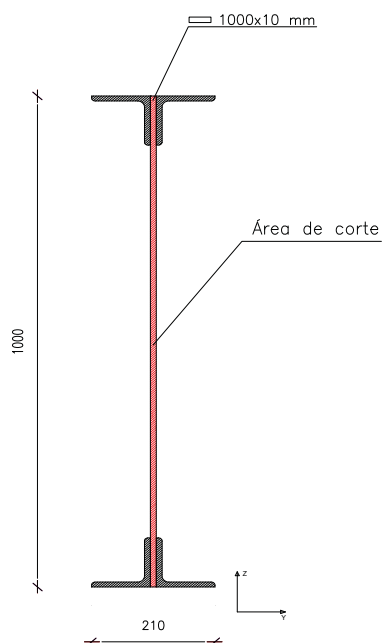


Figura 4.57 - Área de corte referente às Carlingas (distâncias em mm).

De acordo com a equação (3.54), apresenta-se na Tabela 4.15 os resultados da verificação ao esforço transversal para a carlinga nº61.

Tabela 4.15 - Resultados da verificação ao esforço transversal para a Carlinga nº61.

Elemento	Carlinga 61
$F_{ed,x}^+ \text{ [kN]}$	808
$A_v \text{ [m}^2\text{]}$	0,01
$V_{pl,rd} \text{ [kN]}$	1356,77
h_w/t_w	100

Analisada a Tabela 4.15 pode verificar-se que a carlinga resiste ao esforço transversal atuante, ou seja, $V_{ed}/V_{c,rd} \leq 1$. Para além da resistência do elemento ao esforço transversal, também é necessário fazer a verificação da resistência à encurvadura da alma ao esforço transversal, através da equação (3.64). Em relação à verificação da encurvadura da alma por esforço transversal é possível verificar que a carlinga nº61 verifica esta condição, uma vez que,

$$\frac{h_w}{t_w} < 72.$$

4.7.4. Verificação Momento fletor com esforço transverso

No dimensionamento aquando da iteração momento fletor com esforço transverso para a carlinga nº61, é necessário reduzir o momento plástico resistente, visto que este elemento não verifica a condição citada no subcapítulo 3.7.5.

Em secções I ou H de banzos iguais submetidos à flexão em torno do eixo principal de maior inércia, o momento reduzido pode ser obtido de acordo com as equações (3.65) e (3.66).

Na Tabela 4.16 pode verificar-se que a carlinga nº61 verifica a resistência relativamente à iteração esforço transverso com momento fletor.

Tabela 4.16 - Resultados da verificação da resistência à iteração esforço transverso com momento fletor para a carlinga nº59.

$V_{ed} < 50\%$ $V_{pl,Rd}$	Verificar esforço transverso com flexão
ρ	0,037
$M_{y,v,Rd}$ [kN.m]	1415
$M_{y,c,Rd}$ [kN.m]	1437
$M_{y,v,Rd} < M_{y,c,Rd}$	Ok! Verifica

Feitas as ferrificações de modo a avaliar a segurança ma estrutura, apresentam-se, da Tabela 4.17 à Tabela 4.19 os resultados obtidos para os elementos da estrutura.

4.8. Resumo da análise da estrutura existente

4.8.1. Vigas Principais

Os esforços máximos nas barras das vigas principais são originados pela combinação de ações que envolve a carga permanente e o veículo tipo. No que diz respeito à sobrecarga considerou-se o seu posicionamento encostado ao passeio e ao centro da faixa de rodagem para cada um dos módulos e para cada carlinga.

De modo a elucidar a que esforços axiais estão sujeitos os elementos das vigas principais (esforço de compressão ou tração) apresenta-se na Figura 4.58 o seguinte diagrama, em que as barras a vermelho correspondem a esforços de compressão e as barras verdes a esforços de tração.

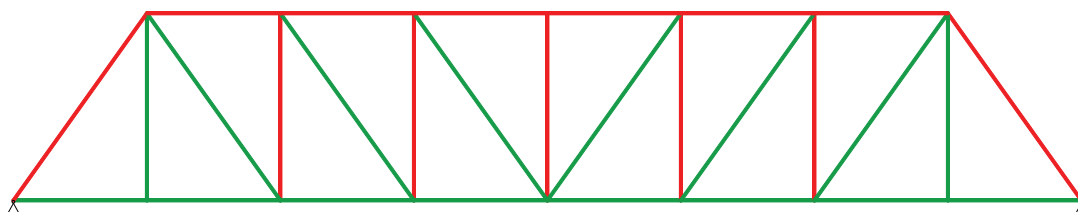


Figura 4.58 - Diagrama de solicitações axiais nos elementos das vigas principais que compõem a estrutura.

Cordas Superiores

Os elementos do primeiro módulo (CS1) apresenta-se relativamente folgada com um rácio entre esforços atuantes/resistentes na ordem dos 54%.

Os elementos do 2º e 3º módulo (CS2 e CS3) apresentam um rácio esforço atuante/esforço resistente na ordem dos 75% e 93% respetivamente, verificando-se alguma folga em relação à sua capacidade resistente. Para os elementos do 4º módulo (CS4) são as mais solicitadas da estrutura, apresentando um rácio na ordem dos 95%, estando os esforços atuantes mais perto dos esforços resistentes. O bazo superior das vigas principais verifica a segurança aos ELU.

Cordas Inferiores

As barras que constituem estes elementos da viga principal apresentam-se bastante folgadas, verificando-se para a pior situação (barra do 3º módulo e 4º módulo) um rácio de 52% e 67%, respetivamente, entre esforços atuantes e esforços resistentes.

Se considerarmos que a corda inferior venha a absorver o esforço axial da longarina lateral por incapacidade desta, o rácio esforço atuante/esforços resistentes estaria ainda muito longe de uma situação limite.

Diagonais

Estas barras encontram-se de igual modo bastante folgadas, apresentando no pior caso (diagonal do 2º módulo) um rácio de 71% entre os esforços atuantes e esforços resistentes.

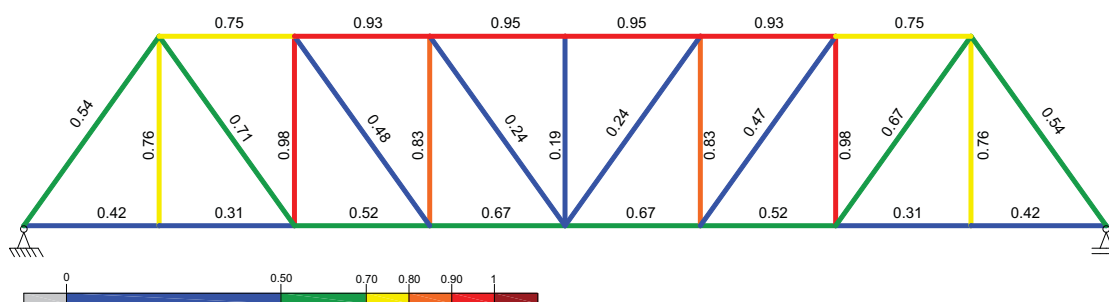
Montantes

No que se refere aos montantes verifica-se que os elementos das extremidades sofrem esforços de tração enquanto os elementos centrais sofrem esforços de compressão.

Em relação, ao rácio dos esforços atuantes/esforços resistentes, pode verificar-se que o elemento do 2º módulo verifica a segurança, mas está muito perto do limite, apresentando um rácio na ordem dos 98%. Os restantes elementos apresentam-se relativamente folgados.

Em suma, todos os elementos das vigas principais que compõem a estrutura verificam a resistência às ações aplicadas.

Na Figura 4.59 está representada a viga principal mais solicitada, em que foi possível elaborar graficamente com uma escala de cores. O azul representa os elementos menos solicitados e o vermelho os elementos que estão em risco de exceder a sua capacidade resistente.



Para além de esforço transversal e momentos fletores, estes elementos apresentam também esforço axial significativo devido à forma como o modelo grelha simula a laje de betão. A modelação e ligação do modelo grelha que simula a laje de betão à grelha metálica, proporciona um efeito misto em que os esforços axiais do modelo grelha são absorvidos pelas carlingas.

Os esforços máximos de compressão ocorrem a meio vão dos elementos e, aumentam para a combinação do peso próprio com o veículo tipo no centro da estrutura da zona do meio vão do tramo metálico para a zona dos apoios.

No entanto, verifica-se que relativamente aos esforços atuantes, as carlingas apresentam-se folgadas.

Longarinas

Nas longarinas laterais e centrais os esforços máximos são originados pelas combinações de ações que envolvem a carga permanente e o veículo tipo.

As longarinas apresentam esforços axiais importantes devido ao efeito misto entre o modelo grelha da laje de betão e a grelha metálica que serve de apoio.

Os esforços máximos surgem para as longarinas centrais e aumentam da zona dos apoios da estrutura para a zona de meio vão.

Capítulo 5. Soluções Propostas

5.1. Generalidades

Com base na necessidade de resolver os atuais constrangimentos existentes relativamente à largura da faixa de rodagem da Ponte General Teófilo Trindade que possibilita a travessia sobre o Rio Sorraia foram pensadas e elaboradas três soluções.

As soluções serão modeladas no programa de cálculo estrutural verificando, através de uma análise aos ELU, a segurança das mesmas.

Tendo em conta o artigo 3º da secção II do anexo I do decreto de lei de 99/2005 estabelece-se como largura máxima dos veículos as seguintes dimensões:

- Qualquer veículo - 2,55 m; (Igual DL99/2005 de 21/06);
- Veículos de transporte condicionado - 2,6 m; (Igual DL99/2005 de 21/06);
- Maquinas com motor de propulsão ou rebocáveis - 3 m; (Alterado pelo DL 133/2010; de 22/12);

Com base na largura máxima dos veículos apresentam-se as três soluções elaboradas.

5.2. Solução A

A solução A foi pensada de modo a resolver as necessidades/problemas do tráfego rodoviário, mas também têm em consideração a melhor adaptação à arquitetura atual da estrutura existente. Esta solução recorre ao auxílio de macacos e escoramentos para mover uma das vigas principais tipo *Pratt* que compõem a estrutura, ou até mesmo as duas, de forma a aumentar as dimensões do interior da estrutura, possibilitando o conseqüente alargamento da faixa de rodagem. Para o alargamento, se for considerado que apenas uma das vigas principais se move, o deslocamento será de 1,5 m para um dos lados. Se for considerado que ambas as vigas principais se movem, o alargamento total continua a ser de 1,5 m. Contudo, cada uma das vigas principais move-se 0,75 m. Em ambos os casos a nova faixa de rodagem passaria de 5 m (solução existente) para 6,5 m.

Este alargamento da estrutura iria assim possibilitar a circulação de viaturas no seu interior e em simultâneo.

Na Figura 5.1 estão representadas as dimensões da nova faixa de rodagem, e a respetiva secção transversal.

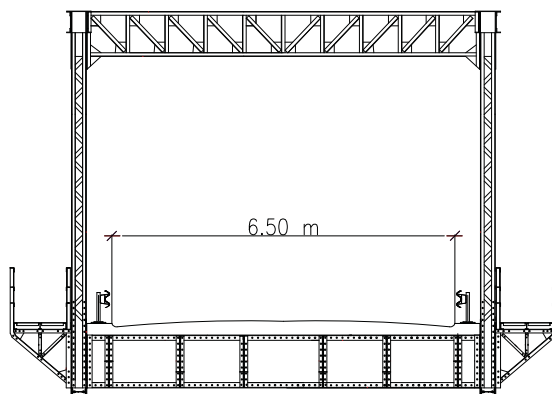


Figura 5.1- Secção transversal da solução A.

5.2.1. Modelação para análise estrutural

Para efetuar uma análise/avaliação do comportamento estrutural da ponte executou-se a modelação de um modelo de barras tridimensionais, modelo de treliça espacial - Modelo tridimensional onde as treliças/vigas principais foram rotuladas apenas no seu plano e as barras que compõem a secção transversal da ponte continuam a ter um comportamento de pórtico.

Na modelação foi considerado, tal como na estrutura existente:

- Aço estrutural S235 ($f_y=235\text{MPa}$; $f_u=360\text{MPa}$)
- Módulo de elasticidade $E=210\text{GPa}$
- $\gamma = 78 \text{ kN/m}^3$

É de referir que tal como na modelação da estrutura existente, uma vez que as secções são compostas por diagonais de travamento, para o peso específico do aço, dessas secções, foi considerado um valor superior devido ao peso dos rebites, das chapas de ligação e sobretudo das diagonais de travamento, visto que no programa de cálculo estrutural estes elementos não são incrementados no modelo.

A Figura 5.2 representa o deslocamento de 1,5 m de uma das vigas principais da estrutura, de modo a ser perceptível a forma como a estrutura se irá deslocar.

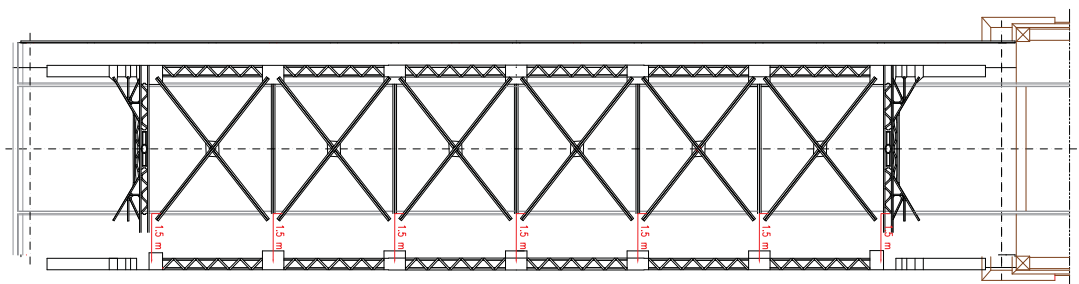


Figura 5.2- Ilustração do deslocamento de uma das Vigas principais.

É de referir que todo o processo de modelação da estrutura no programa de cálculo automático é idêntico ao descrito no subcapítulo 4.4, no que se refere a aparelhos de apoio e secções dos elementos. A única exceção é a grelha metálica que serve de suporte à laje de betão, desse modo, apenas serão descritas as alterações efetuadas.

- **Modelação da grelha metálica**

Na modelação da grelha metálica onde assenta a laje de betão, grelha esta composta por carlingas, longarinas e travessas apenas existe uma alteração em relação à modelação do caso de estudo. Como uma das vigas principais irá sofrer um deslocamento de 1,5 m para o exterior, as dimensões da grelha metálica irá apresentar uma geometria diferente. Nesta nova grelha metálica todas as longarinas serão aproveitadas, adicionando uma, em cada módulo, e movendo apenas três das que existem atualmente. De modo a elucidar a nova geometria da grelha apresenta-se na Figura 5.3 as suas dimensões.

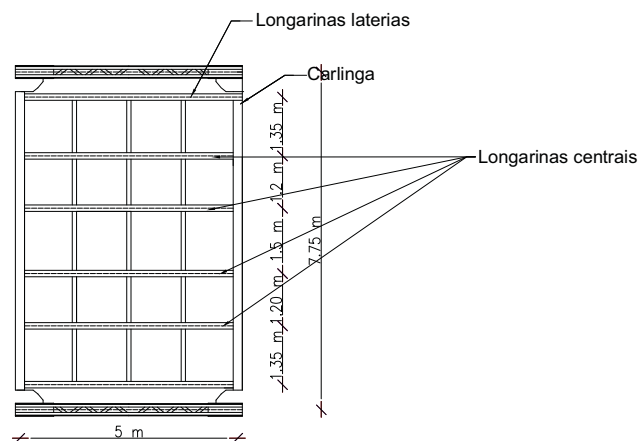


Figura 5.3 - Solução A: Geometria da nova grelha de betão.

Depois de ter todas as barras desenhadas à cota $z=0$, foi atribuído um deslocamento/excentricidade a cada elemento de modo a que todos fiquem ligados entre si ao nível dos banzos superiores. Na Figura 5.4 está representada a nova grelha metálica referente à solução A.

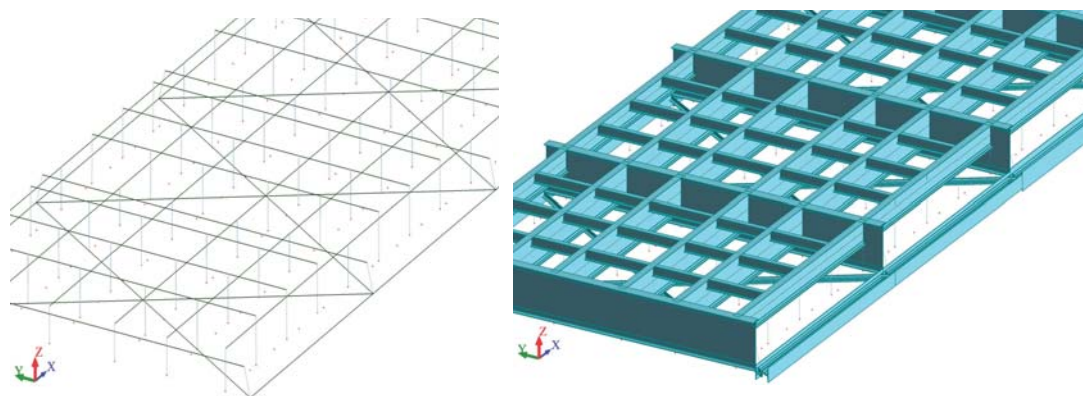


Figura 5.4 - Solução A: Grelha metálica - deslocamentos/excentricidades

Depois de se ter seguido todo o processo de modelação descrito no subcapítulo 4.4 obteve-se a estrutura final. Da Figura 5.5 até à Figura 5.10 está representado o modelo de cálculo final onde posteriormente foram aplicadas as ações.

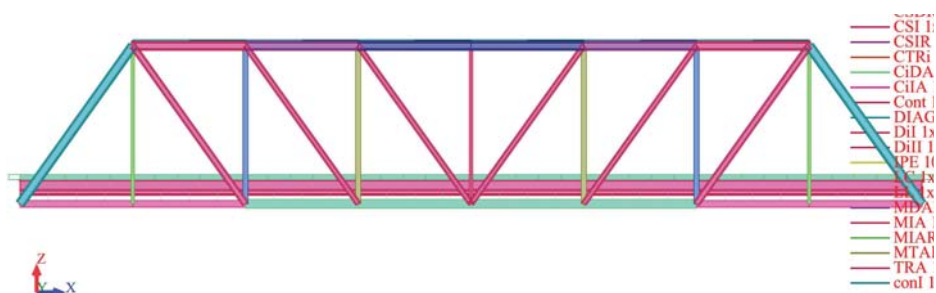


Figura 5.5 - Solução A: Vista em alçado do modelo de cálculo.

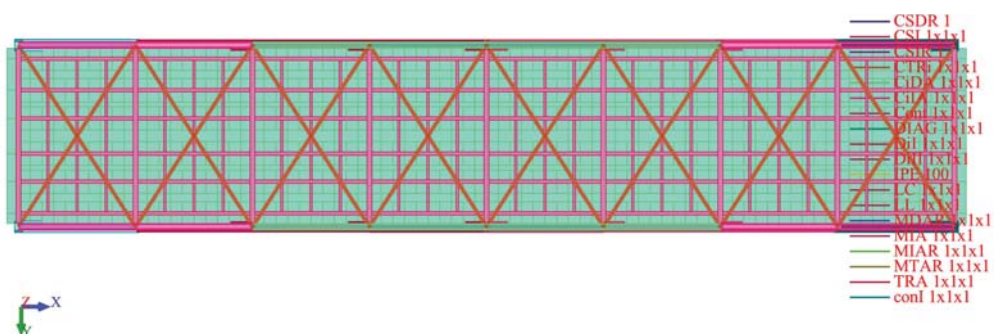


Figura 5.6 - Solução A: Vista inferior do modelo de cálculo.

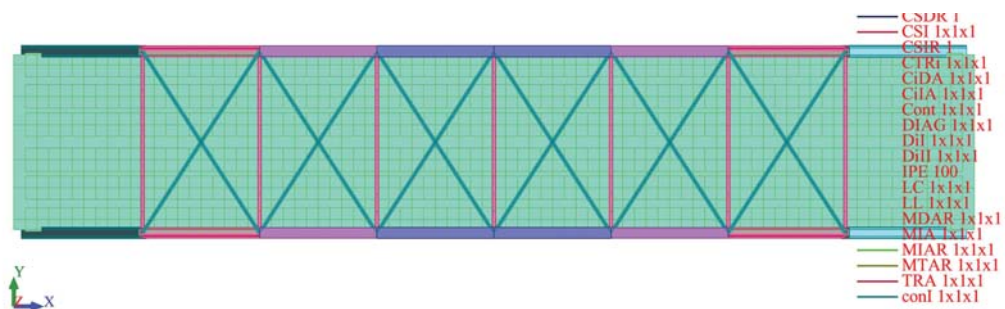


Figura 5.7 - Solução A: Vista superior do modelo de cálculo.

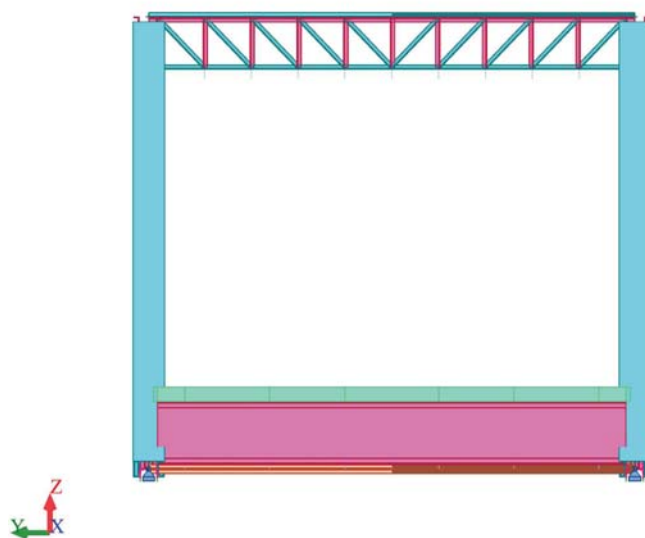


Figura 5.8 - Solução A: Secção transversal do modelo de cálculo.

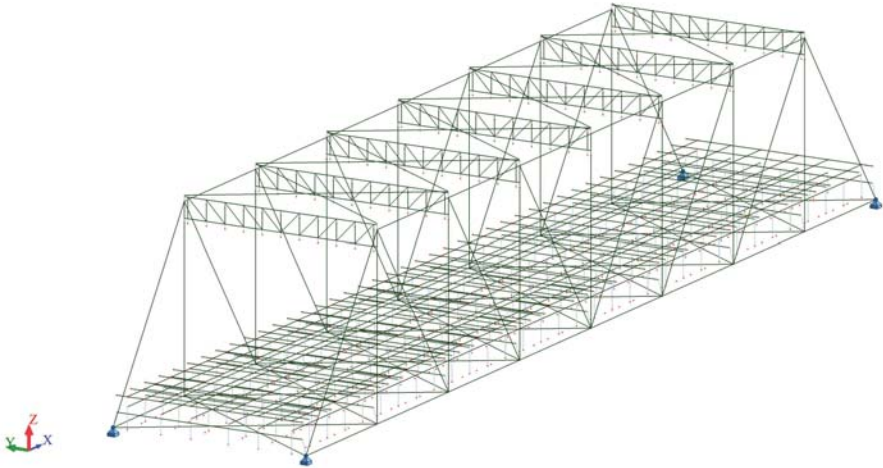


Figura 5.9 - Solução A: Modelo estrutural-perspetiva.

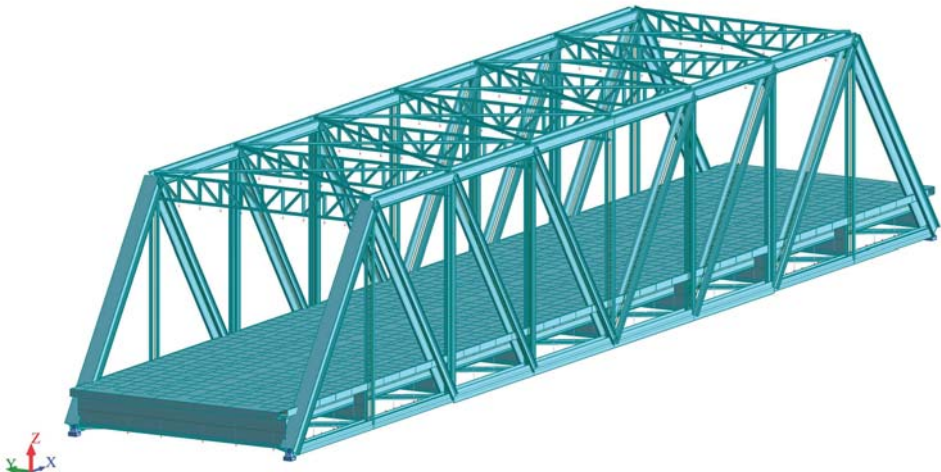


Figura 5.10 - Solução A: Modelo estrutural com respetivas secções.

5.2.2. Ações verticais

Ações permanentes

No que respeita a cargas permanentes da estrutura, foram consideradas as mesmas cargas do subcapítulo 4.5.1, nomeadamente todo peso próprio da estrutura. É de referir que as cargas referentes ao peso próprio dos passeios metálicos foram introduzidas no modelo e aplicadas nos nós inferiores. Para a laje de betão assumiu-se uma laje de $7,47 \text{ m} \times 40 \text{ m}$ com uma espessura de $0,23 \text{ m}$ em que o peso volúmico do betão é de 18 kN/m^3 (Betão leve LC30/33 D1.8). As cargas referentes ao peso próprio da laje de betão foram aplicadas nos nós da grelha de barras que simulam a respetiva laje. Desse modo apresentam-se as ações permanentes aplicadas no modelo estrutural.

Peso próprio dos perfis estruturais	755 kN
Goussets e passeios metálicos	120 kN
Passeio de betão	146 kN
Laje de Betão	1237 kN

Na Figura 5.11 estão representadas as reações de apoio devido às ações permanentes da estrutura. Uma vez que a estrutura é simétrica cada reação toma o valor de 565 kN .

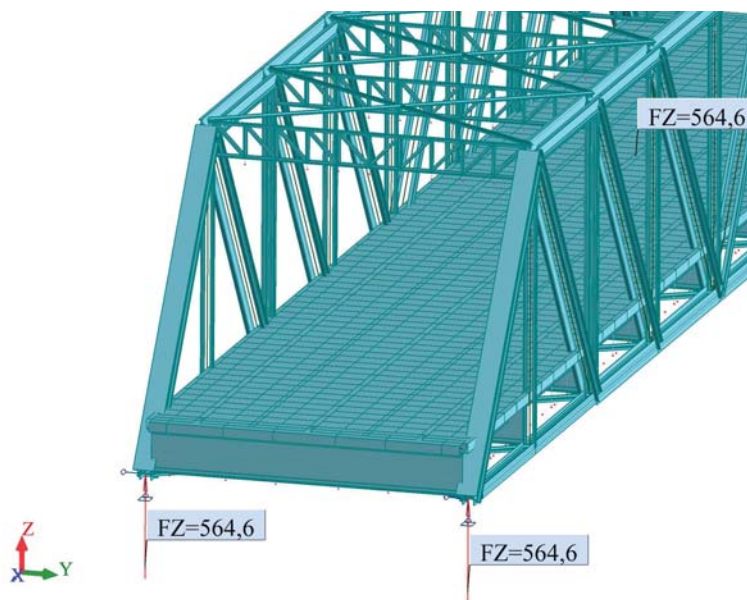


Figura 5.11 - Reações de apoio devido ao peso próprio.

Ações variáveis

Para as ações variáveis, numa fase inicial (até a escolha da solução) apenas foram contabilizadas as sobrecargas rodoviárias e a sobrecarga nos passeios tal como descrito no subcapítulo 4.5.2. Deste modo todo o processo de aplicação das ações variáveis é idêntico.

- **Sobrecargas rodoviárias**

De acordo com a NP EN1991-2, o modelo LM1 foi o escolhido para simular a sobrecarga rodoviária no modelo da solução A. Como tal, foi necessário dividir a largura da faixa de rodagem em vias fictícias (*notional lines*) e faixa remanescente (*remaining area*).

A solução A, como se pode observar na Figura 5.1, é composta por uma faixa de rodagem com uma largura de 6,5 m ($W=6,5$ m). Desse modo, de acordo com a Tabela 3.1 obtêm-se os seguintes dados representados na Tabela 5.1.

Tabela 5.1 - Divisão da faixa de rodagem em vias fictícias e via remanescente.

Largura da faixa de rodagem [m]	Número de vias fictícias	Largura das vias fictícias [m]	Largura da área remanescente [m]
$W=6,5 > 6$	2	3	0,5

Tabela 5.2 - Valores das cargas a aplicar ao modelo devido ao modelo de Sobrecarga rodoviária LM1.

Posição	Veiculo tipo - Carga por eixo Q_{ik} [kN]	Carga uniformemente distribuída q_{ik} [kN/m ²]
Via fictícia nº1	300	9,0
Via fictícia nº2	200	2,5
Via fictícia nº3	100	2,5
Outras linhas fictícias	0	2,5
Área Remanescente	0	2,5

Para a solução A, a faixa de rodagem foi dividida em duas vias fictícias com três metros de largura cada uma. A Via fictícia nº1 é a que apresenta o efeito mais desfavorável, onde é aplicada uma carga de 300 kN por eixo. Na via fictícia nº2 a carga aplicada será de 200 kN por eixo. A Figura 5.12 exemplifica a aplicação das cargas devido à sobrecarga rodoviária.

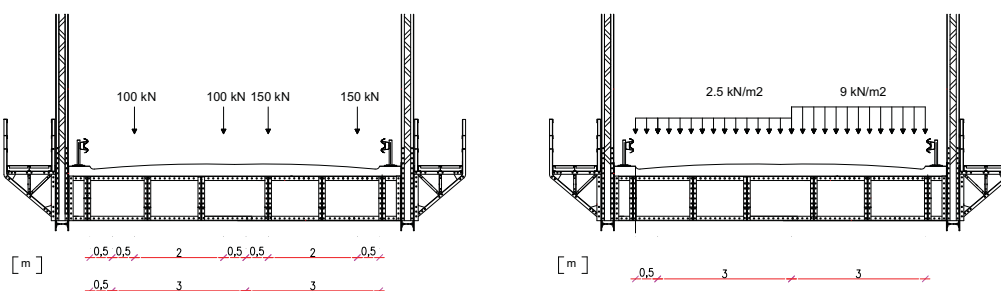


Figura 5.12 - Aplicação do modelo de sobrecarga rodoviária LM1 na estrutura.

- Sobrecarga passeios

De acordo com a EN 1991-2, no modelo elaborado considerou-se uma sobrecarga nos passeios de 5kN/m^2 aplicada de forma pontual nos nós inferiores das vigas principais. Os passeios são exteriores à estrutura e apresentam um metro de largura.

5.2.3. Combinações de ações

As combinações de ações para a solução A são iguais às combinações feitas para o caso de estudo (subcapítulo 4.6). Assim desse modo começou-se para verificar a estrutura sem estar sujeita a solicitações exteriores, onde apenas se considerou as cargas permanentes de modo a verificar se a estrutura estava corretamente modelada.

Esta combinação é constituída pelas ações que se encontram presentes na estrutura desde o início do seu funcionamento, ou seja, o peso próprio de todos os elementos que constituem a estrutura.

Foram também analisadas combinações referentes ao Estado Limite Ultimo, combinações fundamentais, que se materializam na expressão (4.3).

Nesta primeira análise tal como no capítulo do caso de estudo, foram consideradas as ações permanentes e as ações variáveis, mais especificamente a sobrecarga rodoviária e a sobrecarga nos passeios.

De seguida apresentam-se as combinações executadas. É de salientar que o veículo tipo que serve de modelo para a sobrecarga rodoviária foi considerado em varias posições da estrutura.

Estudo de Solução para Alargamento da Ponte sobre o Rio Sorraia em Coruche

Comb 1	$1,35 (PP_{total}) + 1,5 (TS\ 5^{\circ} Carlinga_{centro} + UDL_{centro} + SC_{passeios})$
Comb 2	$1,35 (PP_{total}) + 1,5 (TS\ 5^{\circ} Carlinga_{berma} + UDL_{berma} + SC_{passeios})$
Comb 3	$1,35 (PP_{total}) + 1,5 (TS\ 4^{\circ} Carlinga_{centro} + UDL_{centro} + SC_{passeios})$
Comb 4	$1,35 (PP_{total}) + 1,5 (TS\ 4^{\circ} Carlinga_{berma} + UDL_{berma} + SC_{passeios})$
Comb 5	$1,35 (PP_{total}) + 1,5 (TS\ 3^{\circ} Carlinga_{centro} + UDL_{centro} + SC_{passeios})$
Comb 6	$1,35 (PP_{total}) + 1,5 (TS\ 3^{\circ} Carlinga_{berma} + UDL_{berma} + SC_{passeios})$
Comb 7	$1,35 (PP_{total}) + 1,5 (TS\ 2^{\circ} Carlinga_{centro} + UDL_{centro} + SC_{passeios})$
Comb 8	$1,35 (PP_{total}) + 1,5 (TS\ 2^{\circ} Carlinga_{berma} + UDL_{berma} + SC_{passeios})$
Comb 9	$1,35 (PP_{total}) + 1,5 (TS\ 1^{\circ} Carlinga_{centro} + UDL_{centro} + SC_{passeios})$
Comb 10	$1,35 (PP_{total}) + 1,5 (TS\ 1^{\circ} Carlinga_{berma} + UDL_{berma} + SC_{passeios})$
Comb 11	$1,35 (PP_{total}) + 1,5 (TS\ 4^{\circ} M\acute{o}dulo_{centro} + UDL_{centro} + SC_{passeios})$
Comb 12	$1,35 (PP_{total}) + 1,5 (TS\ 4^{\circ} M\acute{o}dulo_{berma} + UDL_{berma} + SC_{passeios})$
Comb 13	$1,35 (PP_{total}) + 1,5 (TS\ 3^{\circ} M\acute{o}dulo_{centro} + UDL_{centro} + SC_{passeios})$
Comb 14	$1,35 (PP_{total}) + 1,5 (TS\ 3^{\circ} M\acute{o}dulo_{berma} + UDL_{berma} + SC_{passeios})$
Comb 15	$1,35 (PP_{total}) + 1,5 (TS\ 2^{\circ} M\acute{o}dulo_{centro} + UDL_{centro} + SC_{passeios})$
Comb 16	$1,35 (PP_{total}) + 1,5 (TS\ 2^{\circ} M\acute{o}dulo_{berma} + UDL_{berma} + SC_{passeios})$
Comb 17	$1,35 (PP_{total}) + 1,5 (TS\ 1^{\circ} M\acute{o}dulo_{centro} + UDL_{centro} + SC_{passeios})$
Comb 18	$1,35 (PP_{total}) + 1,5 (TS\ 1^{\circ} M\acute{o}dulo_{berma} + UDL_{berma} + SC_{passeios})$

5.2.4. Verificação da segurança para a estrutura A

A estrutura foi dimensionada/verificada de acordo com as normas europeias (Eurocódigos). Foram feitas várias verificações tendo em conta os esforços atuantes na estrutura. Da Tabela 5.3 à Tabela 5.5 são apresentados os esforços atuantes na estrutura obtidos através do programa de cálculo estrutural.

De forma a obter uma melhor interpretação dos esforços atuantes e dos resultados obtidos na estrutura, foi elaborada uma numeração dos elementos da viga principal mais solicitada bem como da grelha metálica que serve de base para o tabuleiro de betão. Na Figura 5.13 e Figura 5.14 apresenta-se a numeração dos elementos da viga principal mais solicitada e a numeração da grelha metálica, respetivamente.

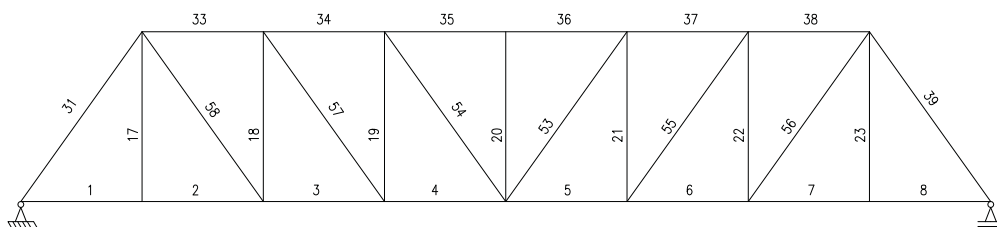


Figura 5.13 - Numeração dos elementos da viga principal mais solicitada da solução A.

108	109	110	111	112	113	114	115
100	101	102	103	104	105	106	107
92	93	94	95	96	97	98	99
84	85	86	87	88	89	90	91
76	77	78	79	80	81	82	83
68	69	70	71	72	73	74	75

Figura 5.14 - Numeração da grelha metálica da solução A.

Tabela 5.3 - Solução A: Esforços atuantes nas vigas principais

Elemento / Barra	$F_{x^+}^{\max}$ (Tração) [kN]	$F_{x^-}^{\max}$ (Compressão) [kN]
Corda superior 1 (CS1) (31)	-	2608
Corda superior 2 (CS2) (33)	-	2633
Corda superior 3 (CS3) (34)	-	3253
Corda superior 4 (CS4) (35)	-	3446
Diagonal 1 (DIAG1) (58)	2029	-
Diagonal 2 (DIAG2) (57)	1282	-
Diagonal 3 (DIAG3) (33)	654	89
Corda Inferior 1 (CI1) (1)	1450	-
Corda Inferior 2 (CI2) (2)	1303	-
Corda Inferior 3 (CI3) (3)	2386	-
Corda Inferior 4 (CI4) (4)	3059	-
Montante 1 (MT1) (17)	868	-
Montante 2 (MT2) (18)	-	1067
Montante 3 (MT3) (19)	-	551
Montante 4 (MT4) (20)	-	32

Tabela 5.4 - Solução A: Esforços atuantes nas carlingas.

Elemento	$F_{x^+}^{\max}$ (Tração) [kN]	$F_{x^-}^{\max}$ (Compressão) [kN]	$F_{z^+}^{\max}$ [kN]	$F_{z^-}^{\max}$ [kN]	$M_{y^+}^{\max}$ [kN.m]
Carlinga 59	673	1218	990	698	669
Carlinga 60	1108	204	809	528	513
Carlinga 61	1366	248	1029	710	625
Carlinga 62	1225	218	898	616	564
Carlinga 63	1158	198	845	569	535
Carlinga 64	664	123	472	380	307
Carlinga 65	511	99	408	313	248
Carlinga 66	359	77	286	211	180
Carlinga 67	140	270	234	156	153

Tabela 5.5 - Solução A: Esforços atuantes nas longarinas.

Elemento	$F_x^+ \text{ max}$ (Tração) [kN]	$F_x^- \text{ max}$ (Compressão) [kN]	$F_z^+ \text{ max}$ [kN]	$F_z^- \text{ max}$ [kN]	$M_y^+ \text{ max}$ [kN]
Longarina Lateral 68	347	-	64	81	118
Longarina Lateral 69	340	-	82	54	115
Longarina Lateral 70	374	-	56	80	119
Longarina Lateral 71	471	-	83	94	129
Longarina Lateral 72	423	-	94	31	93
Longarina Lateral 73	195	-	29	13	33
Longarina Lateral 74	129	-	11	22	28
Longarina Lateral 75	114	-	21	16	27
Longarina Lateral 108	248	-	30	51	57
Longarina Lateral 109	255	-	55	33	58
Longarina Lateral 110	278	-	36	52	60
Longarina Lateral 111	339	-	54	63	69
Longarina Lateral 112	339	-	63	26	63
Longarina Lateral 113	171	-	24	13	25
Longarina Lateral 114	108	-	10	19	20
Longarina Lateral 115	90	-	15	12	18
Longarina central 76	497	-	99	138	219
Longarina central 77	514	-	136	108	217
Longarina central 78	578	-	105	137	223
Longarina central 79	702	-	145	161	248
Longarina central 80	682	-	161	59	160
Longarina central 81	310	-	50	27	58
Longarina central 82	186	-	25	39	50
Longarina central 83	164	-	38	25	49
Longarina central 84	508	-	113	158	219
Longarina central 85	516	-	156	127	220
Longarina central 86	601	-	129	158	226
Longarina central 87	695	-	166	181	248
Longarina central 88	695	-	181	52	180
Longarina central 89	300	-	46	27	50
Longarina central 90	178	-	26	36	43
Longarina central 91	154	-	36	19	41
Longarina central 92	473	-	77	126	166
Longarina central 93	481	-	125	100	172
Longarina central 94	565	-	101	128	176
Longarina central 95	654	-	135	149	198
Longarina central 96	653	-	149	50	148
Longarina central 97	292	-	43	26	44
Longarina central 98	168	-	24	33	37
Longarina central 99	147	-	32	15	34
Longarina central 100	433	-	68	118	147
Longarina central 101	441	-	118	89	152
Longarina central 102	514	-	92	118	155
Longarina central 103	601	-	125	139	176
Longarina central 104	601	-	139	51	139
Longarina central 105	285	-	42	25	44
Longarina central 106	163	-	22	33	37
Longarina central 107	143	-	30	16	33

Tabela 5.6 - Solução A: Esforços atuantes nas diagonais inferiores de contraventamento.

Elemento	$F_{x^+}^{\max}$ (Tração) [kN]	$F_{x^-}^{\max}$ (Compressão) [kN]
Diagonal Inferior 621	20,87	86,87
Diagonal Inferior 622	168,42	-
Diagonal Inferior 623	87,75	26,80
Diagonal Inferior 624	196,19	-
Diagonal Inferior 625	101,01	5,09
Diagonal Inferior 626	177,11	-
Diagonal Inferior 627	85,89	11,62
Diagonal Inferior 628	152,35	-
Diagonal Inferior 629	83,33	8,36
Diagonal Inferior 630	129,51	-
Diagonal Inferior 631	44,04	-
Diagonal Inferior 632	109,78	-
Diagonal Inferior 633	46,63	-
Diagonal Inferior 634	100,44	-
Diagonal Inferior 635	19,15	8,09
Diagonal Inferior 636	70,24	-

Tabela 5.7 - Solução A: Esforços atuantes nas diagonais superiores de contraventamento.

Elemento	$F_{x^+}^{\max}$ (Tração) [kN]	$F_{x^-}^{\max}$ (Compressão) [kN]
Diagonal superior 120	20,87	86,87
Diagonal superior 121	168,42	-
Diagonal superior 122	87,75	26,80
Diagonal superior 123	196,19	-
Diagonal superior 124	101,01	5,09
Diagonal superior 125	177,11	-
Diagonal superior 126	85,89	11,62
Diagonal superior 127	152,35	-
Diagonal superior 128	83,33	8,36
Diagonal superior 129	129,51	-
Diagonal superior 130	44,04	-
Diagonal superior 131	109,78	-

De acordo com os esforços atuantes nos vários elementos da estrutura, foram feitas várias verificações. Dessa forma, foram realizadas as verificações de dimensionamento à tração, compressão, flexão, esforço transversal e iteração de esforço transversal e momento fletor (ver subcapítulo 4.7).

É de referir que os elementos solicitados a esforços e compressão apresentam risco de encurvadura. Nesses elementos deve adicionalmente verificar-se a resistência à encurvadura por flexão do elemento. Da Tabela 5.8 à Tabela 5.10 apresentam-se as verificações realizadas para os vários elementos da estrutura (Viga principal, longarinas e carlingas e diagonais de contraventamento).

Tabela 5.8 - Solução A: Dimensionamento da viga principal

Dimensionamento ao esforço axial												
Elemento/Nom/Barra	Nt,rd [kN]	Nc,rd [kN]	Encurvadura			N _{ed} / Nt,rd	Racio [%]	Nb,rd [kN]	Nedch [kN]	N _{ed} / Nb,rd	Racio [%]	
Diagonal 1 / DIAG1 / 58	2293,37	2293,37	Não necessita verificação à encurvadura			0,88	88	-	-	-	-	
Diagonal 2 / DIAG2 / 57	2072,47	2072,47	Não necessita verificação à encurvadura			0,61	61	-	-	-		
Diagonal 3 / DIAG3 / 53	2072,47	2072,47	Não necessita verificação à encurvadura			0,32	32	-	-	-		
Corda Inferior 1 / CI1 / 1	2011,37	2011,37	Não necessita verificação à encurvadura			0,72	72	-	-	-		
Corda Inferior 2 / CI2 / 2	2011,37	2011,37	Não necessita verificação à encurvadura			0,65	65	-	-	-		
Corda Inferior 3 / CI3 / 3	2387,37	2387,37	Não necessita verificação à encurvadura			1,00	100	-	-	-		
Corda Inferior 4 / CI4 / 4	2387,37	2387,37	Não necessita verificação à encurvadura			1,28	128	-	-	-		
Corda superior 1 / CS1 / 31	4491,50	4491,50	Verificar resistência encurvadura por flexão do elemento			-	-	3879	-	0,67		
Corda superior 2 / CS2 / 33	3207,52	3207,52	Verificar resistência encurvadura por flexão do elemento			-	-	1504	1408	0,94		
Corda superior 3 / CS3 / 34	3207,52	3207,52	Verificar resistência encurvadura por flexão do elemento			-	-	1504	1744	1,16		
Corda superior 4 / CS4 / 35	3302,22	3302,22	Verificar resistência encurvadura por flexão do elemento			-	-	1552	1847	1,19		
Montante 1 / MT1 / 17	883,37	883,37	Não necessita verificação à encurvadura			0,98	104	-	-	-		
Montante 2 / MT2 / 18	2400,89	2400,89	Verificar resistência encurvadura por flexão do elemento			-	-	856,00	-	1,24		
Montante 3 / MT3 / 19	1239,39	1239,39	Verificar resistência encurvadura por flexão do elemento			-	-	289,00	314	1,08		
Montante 4 / MT4 / 20	883,37	883,37	Verificar resistência encurvadura por flexão do elemento			-	-	68,00	18	0,26		

Tabela 5.9 - Solução A: Dimensionamento das Carlingas

Dimensionamento ao esforço axial													Dimensionamento ao esforço de flexão												
Elemento	Nt,rd [kN]	Nc,rd [kN]	Encurvadura			N _{ed} / Nb,rd	Nedch [kN]	Racio [%]	Nb,rd [kN]	Racio [%]	V _{ed} [kN]	Racio [%]	Enc. alma ao esf. Transverso (h _w /L _w)	Dimensionamento Esforço Transverso			Esforço Transverso - flexão								
			Verificar resistência encurvadura por flexão do elemento	Verificar resistência encurvadura por flexão do elemento	Verificar resistência encurvadura por flexão do elemento									M _{ed,trans} [kNm]	M _{ed,trans} [kNm]	M _{ed,trans} [kNm]	p	M _{ed,trans} [kNm]	M _{ed,trans} [kNm]	M _{ed,trans} [kNm]					
Carlinga 59	4151	4151	0,16	16,00	0,16	16,00	511,06	2,38	238,00	1196,48	0,56	56,00	73,00	0,73	73,00	1356,77	0,21	1313,00	1436,83	VERIFICA					
Carlinga 60	4151	4151	0,27	27,00	0,27	27,00	511,06	0,40	40,00	1196,48	0,43	43,00	10000	0,40	60,00	1356,77	0,60	1415,00	1436,83	VERIFICA					
Carlinga 61	4151	4151	0,33	33,00	0,33	33,00	511,06	0,49	49,00	1196,48	0,52	52,00	10000	0,76	76,00	1356,77	0,27	1280,00	1436,83	VERIFICA					
Carlinga 62	4151	4151	0,30	30,00	0,30	30,00	511,06	0,43	43,00	1196,48	0,47	47,00	10000	0,66	66,00	1356,77	0,11	1275,00	1436,83	VERIFICA					
Carlinga 63	4151	4151	0,28	28,00	0,28	28,00	511,06	0,39	39,00	1196,48	0,45	45,00	10000	0,62	62,00	1356,77	0,06	1401,00	1436,83	VERIFICA					
Carlinga 64	4151	4151	0,12	12,00	0,12	12,00	511,06	0,24	24,00	1196,48	0,26	26,00	10000	0,30	30,00	1356,77	0,30	1401,00	1436,83	VERIFICA					
Carlinga 65	4151	4151	0,09	9,00	0,09	9,00	511,06	0,15	15,00	1196,48	0,15	15,00	10000	0,21	21,00	1356,77	0,21	1401,00	1436,83	VERIFICA					
Carlinga 66	4151	4151	0,04	4,00	0,04	4,00	511,06	0,09	9,00	1196,48	0,13	13,00	10000	0,17	17,00	1356,77	0,17	1401,00	1436,83	VERIFICA					
Carlinga 67	4151	4151	0,04	4,00	0,04	4,00	511,06	0,09	9,00	1196,48	0,13	13,00	10000	0,17	17,00	1356,77	0,17	1401,00	1436,83	VERIFICA					

5.2.5. Resumo da análise da estrutura

Vigas Principais

Os esforços máximos nas barras das vigas principais são originados pela combinação de ações que envolve a carga permanente e o veículo tipo. No que diz respeito à sobrecarga considerou-se o seu posicionamento encostado ao passeio e ao centro da faixa de rodagem para cada um dos módulos e para cada carlinga.

De modo a elucidar a que esforços axiais (esforço de compressão ou tração) estão sujeitos os elementos das vigas principais, foi desenhado um diagrama de solicitações axiais, em que as barras verdes correspondem a esforços de tração e as barras vermelhas a esforços de compressão. O diagrama anteriormente descrito está representado na Figura 5.15.

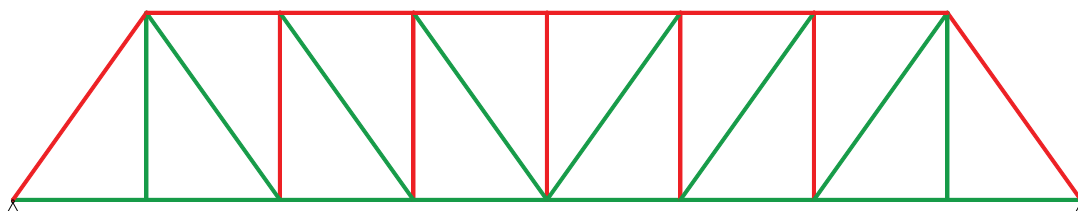


Figura 5.15 - Diagrama de solicitações axiais nos elementos das vigas principais que compõem a estrutura.

- **Banzo Superior**

A corda do primeiro módulo (CS1) apresenta-se relativamente folgada com um rácio entre esforços atuantes e esforços resistentes na ordem dos 67%. As Cordas do 2º e 3º módulo (CS2 e CS3) apresentam um rácio entre esforços atuante e esforços resistente na ordem dos 93% e 116% respetivamente. Para a corda do 2º módulo (CS2) verifica-se pouca folga em relação à sua capacidade resistente. No caso da corda do 3º módulo (CS3) verifica-se que esta excede a sua capacidade resistente, tendo a necessidade de reforço. As cordas do 4º Módulo (CS4) são as mais solicitadas da estrutura apresentando um rácio entre esforços atuantes e esforços resistentes na ordem dos 119%, excedendo também a sua capacidade resistente.

- **Banzo Inferior**

As barras CI1 e CI2 que constituem os elementos da viga principal encontram-se bastante folgadas com um rácio de esforços de 72% e 65% respetivamente. As barras CI3 estão mesmo no limite da sua capacidade resistente, mas resistindo aos esforços atuantes. Os elementos CI4 excedem a sua capacidade resistente tendo a necessidade de serem reforçadas. Estas barras apresentam um rácio de esforços de 100 % e 128% respetivamente.

- **Diagonais**

Estes elementos encontram-se com alguma folga, apresentando no pior caso (diagonal do 2º módulo) um rácio de 88% entre os esforços atuantes e esforços resistentes.

- **Montantes**

No que se refere aos montantes verifica-se que os elementos das extremidades sofrem esforços de tração enquanto que os elementos centrais sofrem esforços de compressão, como se pode observar na Figura 5.15.

Em relação ao rácio entre os esforços atuantes e esforços resistentes, verifica-se que apenas o montante central e os montantes das extremidades não excedem a sua capacidade resistente. Os montantes MT2 e MT3 não verificam a segurança, observando-se um rácio de esforços de 125% e 108% respetivamente. Existe necessidade de reforço destes elementos.

Na Figura 5.16 está representada a viga principal mais solicitada, em que foi possível elaborar graficamente com uma escala de cores, onde o azul representa os elementos menos solicitados e o vermelho os elementos que estão em risco de exceder a sua capacidade resistente.

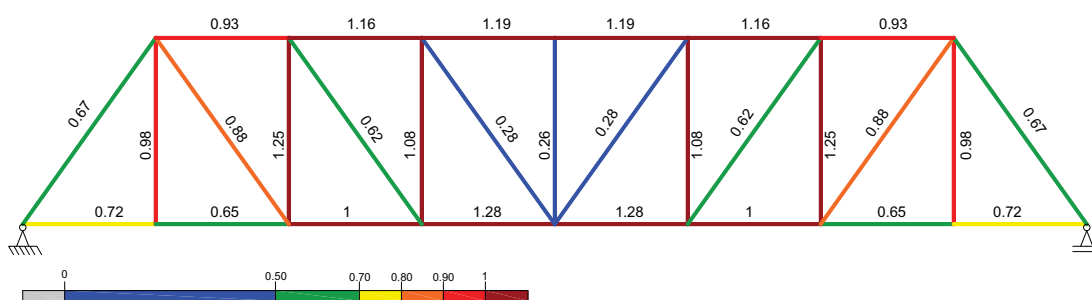


Figura 5.16 - Solução A: Rácio de esforços atuantes/esforços resistentes.

Grelha metálica

Para todos os elementos da grelha metálica os esforços máximos são originados pela combinação de ações que envolve o a carga permanente e o veículo tipo.

- **Longarinas**

É de salientar que as longarinas laterais e centrais estão sujeitas a esforços axiais importantes induzidos pelo efeito misto provocado pela laje de betão uma vez que estes esforços são absorvidos pelas longarinas. Nestes elementos a capacidade resistente está longe de ser excedida.

- **Carlingas**

Estes elementos estruturais estão sujeitos a momentos fletores segundo a direção y (M_y) e a esforço transversal na direção z.

Para além de esforço transversal e momentos fletores, estes elementos apresentam também esforço axial devido ao efeito misto que a laje de betão provoca na estrutura. Os esforços axiais da grelha de betão são absorvidos pelas carlingas provocando assim esforços nestas.

Os esforços máximos de compressão e de flexão ocorrem a meio vão dos elementos e aumentam, para a combinação do peso próprio com o veículo tipo no centro da estrutura, da zona do meio vão do tramo metálico para a zona dos apoios.

Como resultado da análise das carlingas verifica-se, que relativamente aos esforços atuantes, as carlingas apresentam-se folgadas.

5.3. Solução B

A solução B tem também como pressuposto não efetuar alterações na estrutura original. Assim, de modo a resolver as necessidades/problemas causados pelas reduzidas dimensões da faixa de rodagem foi pensada uma solução que passa pela adição de uma nova viga principal à estrutura, formando assim um novo “Caixão”. A nova estrutura passará a ter duas plataformas destinadas à circulação rodoviária, uma em cada sentido. O tráfego de peões continuaria a circular nos passeios metálicos exteriores apoiados em consola na estrutura.

Com a construção do novo “Caixão” passaria a existir duas faixas de rodagem, cada uma com 5 m de largura. Na Figura 5.17 está representada a secção transversal da estrutura após o incremento de uma nova viga principal.

Na Figura 5.17 representa-se a secção transversal relativamente a esta solução.

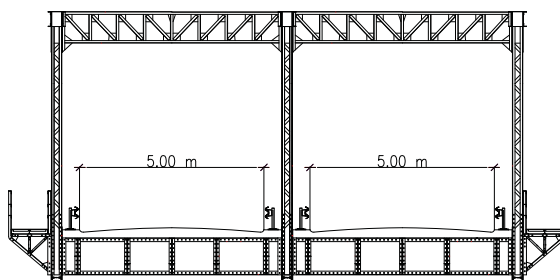


Figura 5.17 - Solução B: Secção transversal da estrutura

5.3.1. Modelação para análise estrutural

Para efetuar uma análise/avaliação do comportamento estrutural da ponte executou-se a modelação de um modelo de barras tridimensionais, modelo de treliça espacial - Modelo tridimensional onde as treliças/vigas principais foram rotuladas apenas no seu plano e as barras que compõem a secção transversal da ponte continuaram a ter um comportamento de pórtico.

Na modelação foi considerado:

- Aço estrutural S235 ($f_y=235\text{MPa}$; $f_u=360\text{MPa}$)
- Módulo de elasticidade $E=210\text{GPa}$
- $\gamma = 78 \text{ kN/m}^3$

Também nesta solução, todo o processo de modelação é igual ao processo descrito do subcapítulo 4.4. Apenas a geometria estrutura irá ser diferente.

Depois de se ter seguido todo o processo de modelação descrito no subcapítulo anteriormente referido, obteve-se o modelo final. Na Figura 5.18 até à Figura 5.23 está representado o modelo de cálculo final onde posteriormente foram aplicadas as ações.

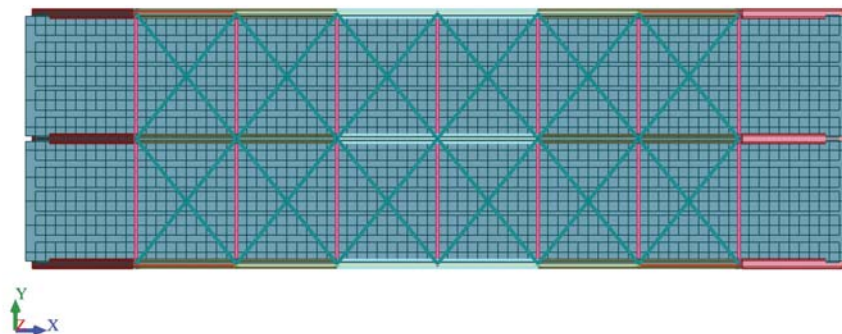


Figura 5.18 - Solução B: Vista superior do modelo da estrutura.

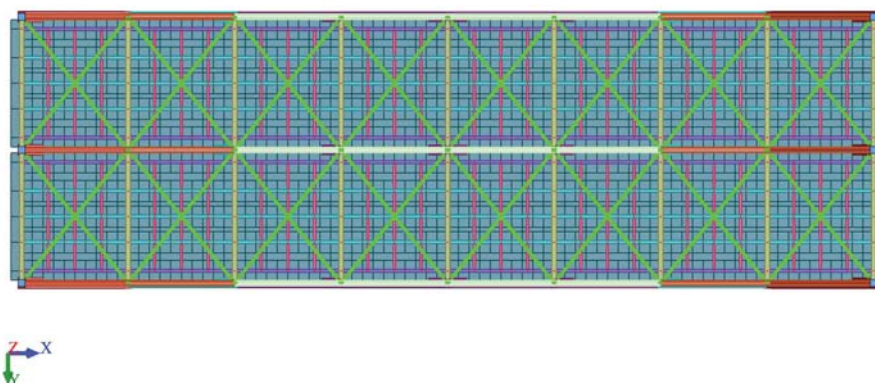


Figura 5.19 - Solução B: vista inferior do modelo da estrutura.

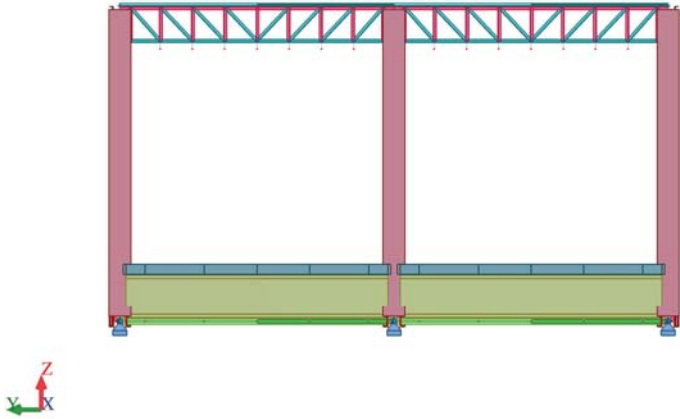


Figura 5.20 - Solução B: Secção transversal do modelo da estrutura.

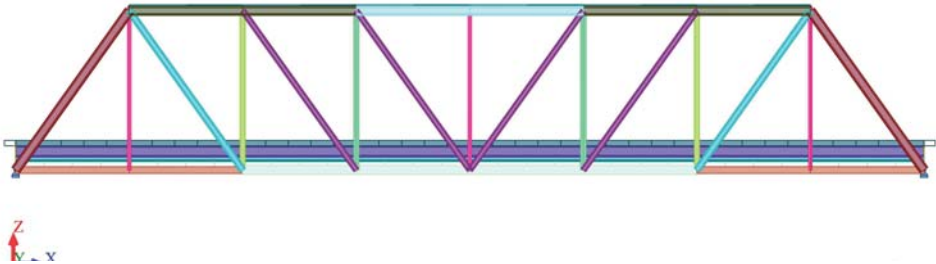


Figura 5.21 - Solução B: Vista em alçado do modelo da estrutura.

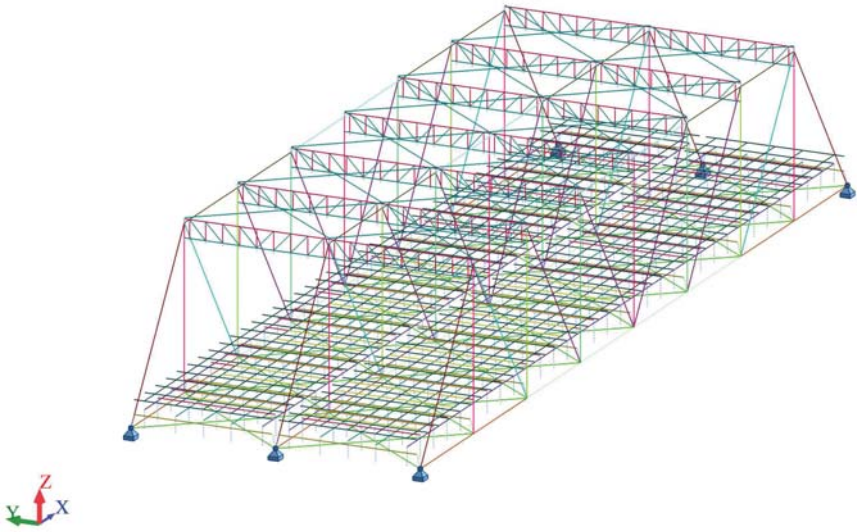


Figura 5.22 - Solução B: Perspetiva do modelo da estrutura.

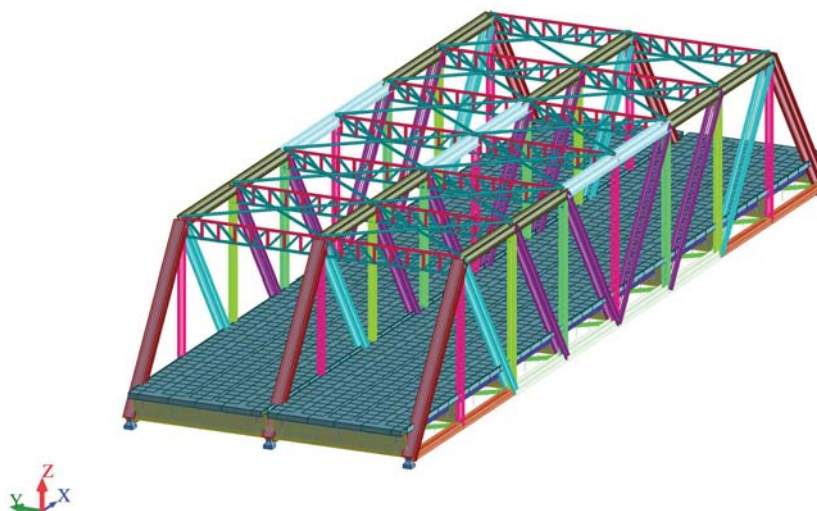


Figura 5.23 - Solução B: Perspetiva do modelo da estrutura, barras com secções.

5.3.2. Ações verticais

Cargas permanentes

No que respeita a cargas permanentes da estrutura, foram consideradas as mesmas cargas do subcapítulo 4.5.1. Toda a aplicação das cargas referentes ao peso próprio da estrutura, foram introduzidos no modelo de forma semelhante aos descrito em 4.5.1. Para a plataforma destinada à circulação dos veículos assumiu-se duas lajes de 5,97 m x 40 m com uma espessura de 0,23 m em que o peso volúmico do betão é de 18 kN/m³ (Betão leve LC30/33 D1.8). As cargas referentes ao peso próprio da laje de betão foram aplicadas nos nós da grelha de barras que simulam a respetiva laje. De seguida apresentam-se as ações permanentes aplicadas no modelo estrutural.

Peso próprio dos perfis estruturais	1191 kN
Goussets e passeios metálicos	120 kN
Passeio de betão	292 kN
Laje de Betão	1977 kN

Na Figura 5.24 estão representadas as reações devido ao peso próprio.

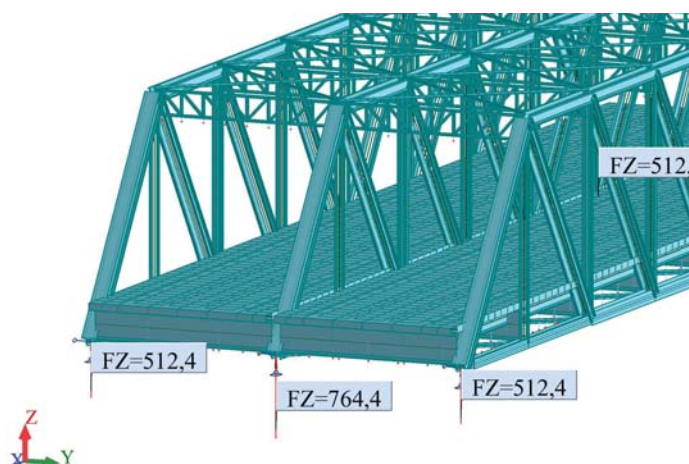


Figura 5.24 - Solução B: Reações nos apoios devido ao peso próprio.

Ações variáveis

Para as ações variáveis, numa fase inicial (até a escolha da solução) apenas foram contabilizadas as sobrecargas rodoviárias e a sobrecarga nos passeios tal como descrito no subcapítulo 4.5.2. Deste modo todo o processo de aplicação das ações variáveis é idêntico.

- **Sobrecargas rodoviárias**

De acordo com a EN1991-2, o modelo LM1 foi o escolhido para simular a sobrecarga rodoviária no modelo da solução B. Foi necessário voltar a dividir a largura da faixa de rodagem em vias fictícias (*notional lines*) e faixa remanescente (*remaining área*).

A solução B, como se pode observar na Figura 5.17 é composta por dois “Caixões” em que cada um deles apresenta uma largura de 5 m para a faixa de rodagem. A divisão das faixas de rodagem em vias fictícias é feita de acordo com a Figura 3.2. Desse modo, obteve-se os seguintes dados (ver Tabela 5.11).

Tabela 5.11 - Definição das vias fictícias e área remanescente.

	Largura da faixa de rodagem [m]	Número de vias fictícias	Largura das vias fictícias [m]	Largura da área remanescente [m]
Faixa de rodagem T1	W=5	1	3	2
Faixa de rodagem T2	W=6	1	3	2

Para a solução B, as duas faixas de rodagem foram divididas em um via fictícia com três metros de largura. A Via fictícia nº1 é a que apresenta o efeito mais desfavorável, onde é aplicada uma carga de 300 kN por eixo e uma carga uniformemente distribuída de 9 kN/m², como se pode observar na Tabela 5.12.

Tabela 5.12 - Valores das cargas para a solução B referente ao modelo de Sobrecarga rodoviária LM1.

Posição	Veiculo tipo - Carga por eixo Q_{ik} [kN]	Carga uniformemente distribuída q_{ik} [kN/m ²]
Via fictícia nº1	300	9,0
Via fictícia nº2	200	2,5
Via fictícia nº3	100	2,5
Outras linhas fictícias	0	2,5
Área Remanescente	0	2,5

Na Figura 5.25 apresenta-se a forma como foram aplicadas as cargas devido à sobrecarga rodoviária.

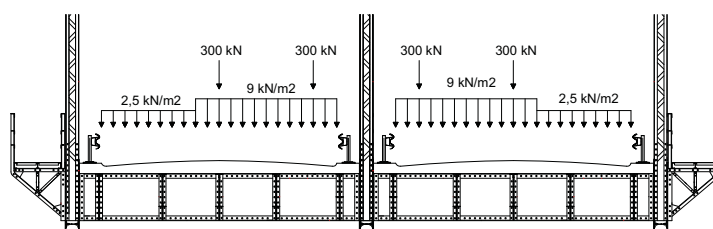


Figura 5.25 - Solução B: Aplicação do modelo de sobrecarga rodoviária LM1.

- Sobrecargas em passeios

De acordo com a EN 1991-2, no modelo elaborado considerou-se uma sobrecarga nos passeios de 5 kN/m² aplicada de forma pontual nos nós inferiores das vigas principais. Os passeios são exteriores à estrutura e apresentam um metro de largura.

5.3.3. Combinação de ações

Nesta primeira análise tal como no capítulo do caso de estudo, foram consideradas as ações permanentes e as ações variáveis, mais especificamente a sobrecarga rodoviária e a sobrecarga nos passeios na combinação fundamental aos ELU.

É de salientar que o veiculo tipo que serve de modelo para a sobrecarga rodoviária foi considerado em varias posições da estrutura.

5.3.4. Verificação da segurança para a estrutura B

A estrutura foi dimensionada/verificada de acordo com as normas europeias (Eurocódigos). Foram feitas várias verificações tendo em conta os esforços atuantes na estrutura. Na Tabela 5.13 até à Tabela 5.17 apresenta-se os valores dos esforços atuantes originados pelo programa de cálculo estrutural. Foi também designada uma nomenclatura para distinguir os dois “caixões”, sendo a designação C1 para o “caixão da esquerda” e C2 para o “caixão” da direita.

De forma a se tornar mais perceptível a análise de resultados, da Figura 5.26 à Figura 5.29 está representada a numeração das barras da estrutura.

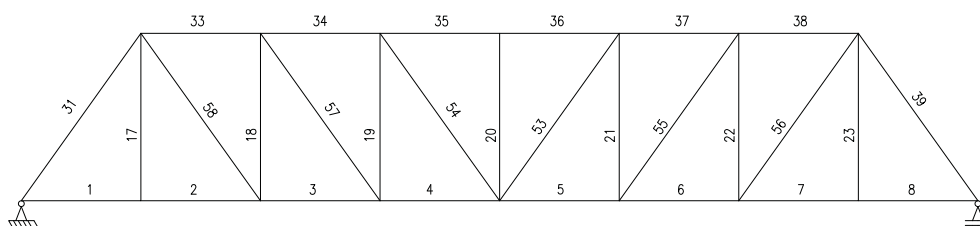


Figura 5.26 - Numeração da viga principal interior.

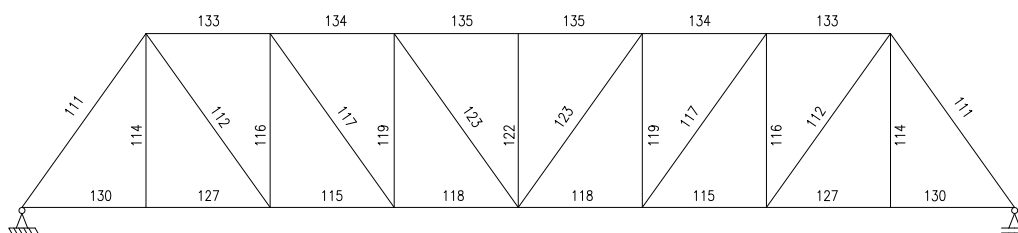


Figura 5.27 - numeração da viga principal exterior mais solicitada.

	100		101		102		103		104		105		106		107	
	92		93		94		95		96		97		98		99	
59	84	60	85	61	86	62	87	63	88	64	89	65	90	66	91	67
	76		77		78		79		80		81		82		83	
	68		69		70		71		72		73		74		75	

Figura 5.28 - Numeração da grelha metálica para “C1”.

	70892		70893		70894		70895		70896		70897		70898		70899	
	70901		70902		70903		70904		70905		70906		70907		70908	
70887	70918	70889	70919	70891	70920	70895	70921	70897	70922	70899	70923	70901	70924	68	70925	70903
	70935		70937		70939		70941		70943		70945		70947		70949	
	70900		70909		70910		70911		70912		70913		70914		70915	

Figura 5.29 - Numeração da grelha para “C2”.

Tabela 5.13 - Solução B: Esforços atuantes nas vigas principais da estrutura.

Viga principal Interior			Viga principal exterior		
Elemento / nomenclatura/ Numero	F_x^+ max (Tração) [kN]	F_x^- max (Compressão) [kN]	Elemento / nomenclatura/ Numero	F_x^+ max (Tração) [kN]	F_x^- max (Compressão) [kN]
Diagonal 1 / DIAG1 / 58	2467	-	Diagonal 1 / DIAG1 / 112	1487	-
Diagonal 2 / DIAG2 / 57	1360	-	Diagonal 2 / DIAG2 / 117	894	-
Diagonal 3 / DIAG3 / 53	688	-	Diagonal 3 / DIAG3 / 123	385	-
Corda Inferior 1 / CI1 / 8	1050	-	Corda Inferior 1 / CI1 / 130	973	-
Corda Inferior 2 / CI2 / 7	742	-	Corda Inferior 2 / CI2 / 127	653	530
Corda Inferior 3 / CI3 / 3	1530	-	Corda Inferior 3 / CI3 / 115	1311	-
Corda Inferior 4 / CI4 / 4	2013	-	Corda Inferior 4 / CI4 / 118	1663	-
Corda superior 1 / CS1 / 31	-	3150	Corda superior 1 / CS1 / 111	-	1910
Corda superior 2 / CS2 / 33	-	3175	Corda superior 2 / CS2 / 133	-	1946
Corda superior 3 / CS3 / 34	-	3205	Corda superior 3 / CS3 / 134	-	2411
Corda superior 4 / CS4 / 35	-	3796	Corda superior 4 / CS4 / 135	-	2564
Montante 1 / MT1 / 17	1015	-	Montante 1 / MT1 / 114	550	-
Montante 2 / MT2 / 18	-	1046	Montante 2 / MT2 / 116	-	791
Montante 3 / MT3 / 19	-	540	Montante 3 / MT3 / 119	-	367
Montante 4 / MT4 / 20	106	-	Montante 4 / MT4 / 122	-	78

Tabela 5.14 - Solução B: Esforços atuantes nas carlingas, "C1".

Elemento	F_x^+ max (Tração) [kN]	F_x^- max (Compressão) [kN]	F_z^+ max [kN]	F_z^- max [kN]	M_y^+ max [kN.m]
Carlinga 59	284	355	675,53	309	370
Carlinga 60	701	105	587,13	376	359
Carlinga 61	799	245	813,93	523	471
Carlinga 62	763	129	664,39	444	406
Carlinga 63	735	125	649,58	419	394
Carlinga 64	403	88	314,07	306	216
Carlinga 65	348	238	381,98	347	222
Carlinga 66	246	81	224,24	233	143
Carlinga 67	38	132	142,91	78	78

Tabela 5.15 - Solução B: Esforços atuantes nas carlingas, "C2".

Elemento	F_x^+ max (Tração) [kN]	F_x^- max (Compressão) [kN]	F_z^+ max [kN]	F_z^- max [kN]	M_y^+ max [kN.m]
Carlinga 70887	303	432	675,42	528	370
Carlinga 70889	701	104,6	503,62	376	352
Carlinga 70891	799	245,09	788,32	523	468
Carlinga 70893	763	129,02	611,72	444	402
Carlinga 70895	734	124,53	597,23	419	387
Carlinga 70897	402	88,31	314,13	315	21
Carlinga 70899	348	238,34	382,22	349	222
Carlinga 70901	247	81,15	220,12	236	145
Carlinga 70903	41	131,7	143,17	83	78

Tabela 5.16 - Solução B: Esforços atuantes nas longarinas, "C1".

Esforços atuantes longarinas "C1"					
Elemento	F_x^+ max (Tração) [kN]	F_x^- max (Compressão) [kN]	F_z^+ max [kN]	F_z^- max [kN]	M_y^+ max [kN]
Longarina Lateral 68	357,7	-	52,6	81,3	110,1
Longarina Lateral 69	363,4	-	80,3	56,5	106,5
Longarina Lateral 70	456,0	-	53,5	78,9	110,5
Longarina Lateral 71	530,8	-	81,0	87,9	121,3
Longarina Lateral 72	530,9	-	87,9	33,4	87,2
Longarina Lateral 73	309,1	-	28,8	9,8	31,4
Longarina Lateral 74	157,3	-	12,3	21,8	25,1
Longarina Lateral 75	135,5	-	22,0	10,2	25,4
Longarina Lateral 101	149,3	-	19,8	34,6	34,0
Longarina Lateral 102	153,3	-	35,7	14,7	35,2
Longarina Lateral 103	188,9	-	16,6	36,9	37,1
Longarina Lateral 104	253,9	-	39,8	47,9	47,3
Longarina Lateral 105	253,9	-	47,9	28,8	47,3
Longarina Lateral 106	164,3	-	23,0	9,5	28,3
Longarina Lateral 107	103,0	-	12,3	17,1	23,1
Longarina Lateral 108	94,5	-	16,3	13,5	24,3
Longarina central 76	473,9	-	88,9	138,9	204,9
Longarina central 77	477,3	-	106,6	100,2	191,2
Longarina central 78	600,5	-	100,5	127,9	201,3
Longarina central 79	705,5	-	124,7	141,4	218,5
Longarina central 80	705,6	-	141,2	61,9	140,3
Longarina central 81	397,8	-	54,8	23,9	58,7
Longarina central 82	202,0	-	25,8	26,2	48,6
Longarina central 83	188,9	-	56,7	31,4	63,2
Longarina central 85	558,2	-	68,1	268,3	344,9
Longarina central 86	634,7	-	98,0	237,9	326,4
Longarina central 87	633,5	-	68,0	161,8	273,4
Longarina central 88	665,0	-	120,6	138,8	221,8
Longarina central 89	660,1	-	138,6	56,5	137,8
Longarina central 90	457,0	-	122,6	7,0	156,9
Longarina central 91	467,9	-	194,3	19,7	212,1
Longarina central 92	485,3	-	276,3	6,9	294,3
Longarina central 71347	326,8	-	41,3	93,5	118,0
Longarina central 94	327,5	-	62,9	54,3	108,5
Longarina central 95	415,9	-	49,1	86,7	118,4
Longarina central 96	512,0	-	83,9	101,7	135,5
Longarina central 97	512,0	-	101,5	55,4	100,7
Longarina central 98	292,6	-	47,8	24,2	55,6
Longarina central 99	162,8	-	24,0	19,5	47,2
Longarina central 100	154,0	-	49,6	30,5	59,6

Tabela 5.17 - Solução B: Esforços atuantes nas longarinas, "C2"

Esforços atuantes Viga principal "C2"					
Elemento	$F_x^+ \text{ max (Tração) [kN]}$	$F_x^- \text{ max (Compressão) [kN]}$	$F_z^+ \text{ max [kN]}$	$F_z^- \text{ max [kN]}$	$M_y^+ \text{ max [kN]}$
Longarina Lateral 70900	277	0	51	66	105
Longarina Lateral 70909	272	0	64	54	99
Longarina Lateral 70910	353	0	50	74	107
Longarina Lateral 70911	467	0	76	84	119
Longarina Lateral 70912	426	0	84	29	84
Longarina Lateral 70913	200	0	24	9	27
Longarina Lateral 70914	53	0	12	9	17
Longarina Lateral 70915	55	0	8	10	19
Longarina Lateral 70892	233	32	55	51	103
Longarina Lateral 70893	168	53	51	55	96
Longarina Lateral 70894	208	49	52	59	103
Longarina Lateral 70895	301	0	62	73	116
Longarina Lateral 70896	241	0	73	24	73
Longarina Lateral 70897	70	44	20	10	25
Longarina Lateral 70898	12	51	11	10	16
Longarina Lateral 70899	38	30	9	13	19
Longarina central 70935	317	0	95	87	194
Longarina central 70937	326	0	98	98	176
Longarina central 70939	454	0	96	110	191
Longarina central 70941	587	0	120	132	216
Longarina central 70943	564	0	132	57	131
Longarina central 70945	250	0	39	21	44
Longarina central 70947	58	0	20	18	31
Longarina central 70949	56	0	30	33	44
Longarina central 70918	525	338	297	75	379
Longarina central 70919	234	148	97	79	191
Longarina central 70920	333	18	88	109	166
Longarina central 70921	472	0	119	133	191
Longarina central 70922	445	0	133	54	132
Longarina central 70923	191	40	35	21	51
Longarina central 70924	43	144	4	66	80
Longarina central 70925	319	340	-3	257	260
Longarina central 70901	288	32	99	90	193
Longarina central 70902	260	35	87	98	172
Longarina central 70903	344	0	98	99	187
Longarina central 70904	489	0	108	123	213
Longarina central 70905	454	0	124	53	123
Longarina central 70906	173	0	34	21	42
Longarina central 70907	32	30	19	16	29
Longarina central 70908	46	27	31	36	45

Após se obter os esforços atuantes na estrutura, dimensionaram-se os vários elementos de acordo com EN1993-1. Foram feitas as verificações à tração, compressão, flexão, esforço transversal e iteração esforço transversal com momento fletor. Da Tabela 5.18 à Tabela 5.23 apresentam-se os resultados do dimensionamento dos vários elementos da estrutura.

Tabela 5.18 - Solução B: Dimensionamentos, viga principal interior.

Dimensionamento ao esforço axial Viga Principal Interior									
Elemento/Barra	Nt,rd [kN]	Nc,rd [kN]	Encurvadura	N _{ed} / Nt,rd	Racio [%]	Nb,rd [kN]	Nedch [kN]	N _{ed} / Nb,rd	Racio [%]
Diagonal 1 /DIAG1 / 58	2293	2293	Não necessita verificação à encurvadura	1,07	107,00	-	-	-	-
Diagonal 2 /DIAG 2/ 57	2072	2072	Não necessita verificação à encurvadura	0,66	66,00	-	-	-	-
Diagonal 3 /DIAG3/53	2072	2072	Não necessita verificação à encurvadura	0,33	33,00	-	-	-	-
Corda Inferior 1 / CI 1/ 8	2011	2011	Não necessita verificação à encurvadura	0,52	52,00	-	-	-	-
Corda Inferior 2 / CI2 / 7	2011	2011	Não necessita verificação à encurvadura	0,37	37,00	-	-	-	-
Corda Inferior 3 / CI3 / 3	2387	2387	Não necessita verificação à encurvadura	0,64	64,00	-	-	-	-
Corda Inferior 4 / CI4 / 4	2387	2387	Não necessita verificação à encurvadura	0,84	84,00	-	-	-	-
Corda superior 1 / CS1 / 31	4491	4491	Verificar resistência encurvadura por flexão do elemento	-	-	3878,94	-	0,81	81,00
Corda superior 2 /CS2 /33	3208	3208	Verificar resistência encurvadura por flexão do elemento	-	-	1504,48	1702,00	1,13	113,00
Corda superior 3 /CS3 /34	3208	3208	Verificar resistência encurvadura por flexão do elemento	-	-	1504,48	1718,00	1,14	114,00
Corda superior 4 /CS4 /35	3302	3302	Verificar resistência encurvadura por flexão do elemento	-	-	1551,63	2037,00	1,31	131,00
Montante 1 / MT1 /17	883	883	Não necessita verificação à encurvadura	1,15	115,00	-	-	-	-
Montante 2 / MT2 / 18	2401	2401	Verificar resistência encurvadura por flexão do elemento	-	-	856,49	-	1,22	122,00
Montante 3 / MT3 / 21	1239	1239	Verificar resistência encurvadura por flexão do elemento	-	-	289,36	307,20	1,06	106,00
Montante 4 / MT4 / 20	883	883	Não necessita verificação à encurvadura	0,12	12,00	-	-	-	-

Tabela 5.19 - Solução B: Dimensionamentos, viga principal exterior.

Dimensionamento ao esforço axial Viga Principal Exterior									
Elemento/Barra	Nt,rd [kN]	Nc,rd [kN]	Encurvadura	N _{ed} / Nt,rd	Racio [%]	Nb,rd [kN]	Nedch [kN]	N _{ed} / Nb,rd	Racio [%]
Diagonal 1 /DIAG1/58	2293	2293	Não necessita verificação à encurvadura	0,65	65,00	-	-	-	-
Diagonal 2 /DIAG2/57	2072	2072	Não necessita verificação à encurvadura	0,43	43,00	-	-	-	-
Diagonal 3 /DIAG3/53	2072	2072	Não necessita verificação à encurvadura	0,19	19,00	-	-	-	-
Corda Inferior 1/CI1/8	2011	2011	Não necessita verificação à encurvadura	0,48	48,00	-	-	-	-
Corda Inferior 2/CI2/7	2011	2011	Não necessita verificação à encurvadura	0,32	32,00	-	-	-	-
Corda Inferior 3/CI3/3	2387	2387	Não necessita verificação à encurvadura	0,55	55,00	-	-	-	-
Corda Inferior 4/CI4/4	2387	2387	Não necessita verificação à encurvadura	0,70	70,00	-	-	-	-
Corda superior 1 / CS1/ 31	4491	4491	Verificar resistência encurvadura por flexão do elemento	-	-	3878,94	-	0,49	49,00
Corda superior 2 /CS2/33	3208	3208	Verificar resistência encurvadura por flexão do elemento	-	-	1504,48	1038,00	0,69	69,00
Corda superior 3 /CS3/34	3208	3208	Verificar resistência encurvadura por flexão do elemento	-	-	1504,48	1289,00	0,86	86,00
Corda superior 4 /CS4/35	3302	3302	Verificar resistência encurvadura por flexão do elemento	-	-	1551,63	1370,00	0,88	88,00
Montante 1/MT1/17	883	883	Não necessita verificação à encurvadura	0,62	62,00	-	-	-	-
Montante 2/MT2/18	2401	2401	Verificar resistência encurvadura por flexão do elemento	-	-	856,49	-	0,92	92,00
Montante 3/MT3/21	1239	1239	Verificar resistência encurvadura por flexão do elemento	-	-	289,36	269,44	0,72	72,00
Montante 4/MT4/20	883	883	Verificar resistência encurvadura por flexão do elemento	-	-	68,03	41,63	0,75	74,50

Tabela 5.20 - Solução B: Dimensionamento, carlingas "C1".

Dimensionamento Carlingas "C1"																									
Dimensionamento ao esforço axial					Dimensionamento à Flexão					Dimensionamento Esforço Transverso					Esforço Transverso + flexão										
Elemento/Barra	N _{ed} [kN]	N _{ed} [kN]	N _{ed} / N _{rd} [kN]	Rácio [%]	N _{ed} / N _{rd} [kN]	Rácio [%]	N _{ed} / N _{rd} [kN]	Rácio [%]	N _{ed} / N _{rd} [kN]	Rácio [%]	M _{ed} [kNm]	M _{ed} / M _{rd} [kNm]	Rácio [%]	A _{st} [mm ²]	V _{ed} [kN]	V _{ed} / V _{rd} [kN]	Rácio [%]	Enc. alma ao esf. Transverso (h _w /h _w)	M _{y,ed} [kNm]	M _{y,ed} / M _{rd} [kNm]	p	M _{y,ed} / M _{rd} [kNm]	M _{y,ed} / M _{rd} [kNm]		
Carlinga 59	4151	4151	0,07	7,00	511,0535	0,17	17,00	0,69	69	196,479	0,31	30,933222	10000	1356,77	0,50	49,79	100	100	-	-	-	-	-	-	-
Carlinga 60	4151	4151	0,17	17,00	511,0535	0,20	20	0,48	48	196,479	0,30	30,098985	10000	1356,77	0,43	43,27	100	100	-	-	-	-	-	-	-
Carlinga 61	4151	4151	0,19	19,00	511,0535	0,25	25	0,48	48	196,479	0,39	39,374686	10000	1356,77	0,60	59,99	100	100	-	-	-	0,00	1413,38	1436,83	
Carlinga 62	4151	4151	0,18	18,00	511,0535	0,25	25	0,25	25	196,479	0,34	33,925376	10000	1356,77	0,49	48,97	100	100	-	-	-	-	-	-	-
Carlinga 63	4151	4151	0,18	18,00	511,0535	0,25	25	0,25	25	196,479	0,33	32,968352	10000	1356,77	0,48	47,88	100	100	-	-	-	-	-	-	-
Carlinga 64	4151	4151	0,10	10,00	511,0535	0,17	17	0,47	47	196,479	0,18	18,066243	10000	1356,77	0,23	23,15	100	100	-	-	-	-	-	-	-
Carlinga 65	4151	4151	0,08	8,00	511,0535	0,17	17	0,47	47	196,479	0,19	18,527703	10000	1356,77	0,28	28,15	100	100	-	-	-	-	-	-	-
Carlinga 66	4151	4151	0,06	6,00	511,0535	0,16	16	0,16	16	196,479	0,12	11,935851	10000	1356,77	0,17	17,21	100	100	-	-	-	-	-	-	-
Carlinga 67	4151	4151	0,01	0,30	511,0535	0,26	26	0,26	26	196,479	0,07	6,5299342	10000	1356,77	0,11	10,53	100	100	-	-	-	-	-	-	-

Tabela 5.21 - Solução B: Dimensionamento, carlingas "C2".

Dimensionamento "C2"																									
Dimensionamento ao esforço axial "C2"					Dimensionamento à Flexão					Dimensionamento Esforço Transverso					Esforço Transverso + flexão										
Elemento/Barra	N _{ed} [kN]	N _{ed} [kN]	N _{ed} / N _{rd} [kN]	Rácio [%]	N _{ed} / N _{rd} [kN]	Rácio [%]	N _{ed} / N _{rd} [kN]	Rácio [%]	N _{ed} / N _{rd} [kN]	Rácio [%]	M _{ed} [kNm]	M _{ed} / M _{rd} [kNm]	Rácio [%]	A _{st} [mm ²]	V _{ed} [kN]	V _{ed} / V _{rd} [kN]	Rácio [%]	Enc. alma ao esf. Transverso (h _w /h _w)	M _{y,ed} [kNm]	M _{y,ed} / M _{rd} [kNm]	p	M _{y,ed} / M _{rd} [kNm]	M _{y,ed} / M _{rd} [kNm]		
Carlinga 70887	4151	4151	0,07	7,29	511,06	0,85	85	0,20	20	196,48	0,31	31	10000	1356,77	0,50	49,78	100	100	-	-	-	-	-	-	-
Carlinga 70889	4151	4151	0,17	16,89	511,06	0,48	48	0,20	20	196,48	0,29	29	10000	1356,77	0,37	37,12	100	100	-	-	-	-	-	-	-
Carlinga 70891	4151	4151	0,19	19,27	511,06	0,48	48	0,25	25	196,48	0,39	39	10000	1356,77	0,58	58,10	100	100	-	-	-	0,0169	1426,87	1436,83	
Carlinga 70893	4151	4151	0,18	18,39	511,06	0,24	24	0,24	24	196,48	0,34	34	10000	1356,77	0,45	45,09	100	100	-	-	-	-	-	-	-
Carlinga 70895	4151	4151	0,18	17,70	511,06	0,24	24	0,24	24	196,48	0,32	32	10000	1356,77	0,44	44,02	100	100	-	-	-	-	-	-	-
Carlinga 70897	4151	4151	0,10	9,71	511,06	0,17	17	0,17	17	196,48	0,18	18	10000	1356,77	0,23	23,19	100	100	-	-	-	-	-	-	-
Carlinga 70899	4151	4151	0,08	8,39	511,06	0,16	16	0,16	16	196,48	0,19	19	10000	1356,77	0,28	28,17	100	100	-	-	-	-	-	-	-
Carlinga 70901	4151	4151	0,06	5,94	511,06	0,16	16	0,16	16	196,48	0,12	12	10000	1356,77	0,17	17,41	100	100	-	-	-	-	-	-	-
Carlinga 70903	4151	4151	0,01	0,98	511,06	0,26	26	0,26	26	196,48	0,07	7	10000	1356,77	0,11	10,55	100	100	-	-	-	-	-	-	-

5.3.5. Resumo da análise da estrutura

Vigas principais

Os esforços máximos nas barras das vigas principais são originados pela combinação de ações que envolve a carga permanente e o veículo tipo. No que diz respeito à sobrecarga rodoviária, considerou-se o posicionamento encostado ao passeio (nos dois “caixões”) junto das vigas principais interiores, no centro da faixa de rodagem e encostado ao passeio junto das vigas principais exteriores.

É de referir que estes elementos são solicitados apenas a esforços axiais. Os banzos superiores da viga principal encontram-se solicitados a esforços de compressão tanto para a viga principal interior como para uma das vigas principais exteriores. Os banzos inferiores, tanto para a viga principal interior como para a exterior, apresentam esforços de tração. As diagonais apenas estão solicitadas a esforços de tração. Em relação aos montantes, os elementos da extremidade apresentam esforços de tração em todas as vigas principais. Os restantes apresentam esforços de compressão à exceção do montante central da viga principal interior que está solicitado à tração. Na Figura 5.30 e Figura 5.31 apresenta-se o diagrama de solicitações nos elementos das vigas principais interior e exterior. As barras verdes correspondem a esforços de tração e as barras vermelhas a esforços de compressão.

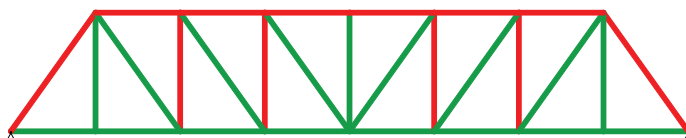


Figura 5.30 - Solução B: Solicitações nos elementos da viga principal interior

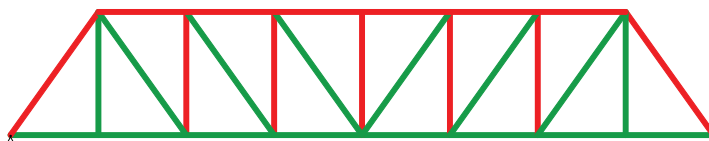


Figura 5.31 - Solução B: Solicitações nos elementos das vigas principais exteriores.

- Banzos superiores

A corda do primeiro módulo (CS1), relativamente à viga principal interior e exterior apresenta-se relativamente folgada com um rácio entre esforços atuantes e esforços resistentes de 81% e 49% respetivamente. As Cordas do 2º e 3º módulo (CS2 e CS3) para a viga principal interior excedem a sua capacidade resistente com um rácio entre esforços atuantes e esforços resistentes de 113%, 114% e 131% respetivamente. Para a viga principal exterior os mesmos

elementos verificam a resistência com um rácio de esforços máximo para o elemento CS4 de 88%.

Existe a necessidade de reforço para os elementos CS2, CS3 e CS4 da viga principal interior.

- **Banzos inferiores**

Os elementos constituintes da corda inferior das vigas principais, tanto para a viga interior como para a exterior, encontram-se longe do limite de resistência. Verificando-se a situação mais gravosa para o elemento CS4 da viga principal interior, apresentando um rácio entre esforços atuantes e esforços resistentes de 84%.

- **Diagonais**

Estes elementos das vigas principais apresentam alguma folga no que respeita ao rácio entre esforços atuantes e esforços resistentes, exceto para o elemento DIAG1 da viga principal interior, onde este apresenta um rácio de 107%, necessitando de intervenção de reforço.

- **Montantes**

No que se refere aos montantes da viga principal interior, verifica-se que apenas o elemento central MT4 resiste aos esforços atuantes. Os montantes MT1, MT2 e MT3 da viga principal interior excedem a sua capacidade resistente, apresentando um rácio entre esforços atuantes e esforços resistentes de 115%, 122% e 106%, respetivamente.

Os montantes das vigas principais exteriores resistem aos esforços atuantes, sendo o elemento MT2 o mais solicitado apresentando um rácio de esforços 92%.

Os montantes da viga principal interior MT1, MT2, MT3 necessitam de intervenção de reforço.

Na Figura 5.32 e Figura 5.33 pode observar-se graficamente o rácio entre os esforços atuantes e esforços resistentes através de uma escala de cores. Onde a cor azul representa os elementos menos solicitados e a cor vermelha representa os elementos mais solicitados.

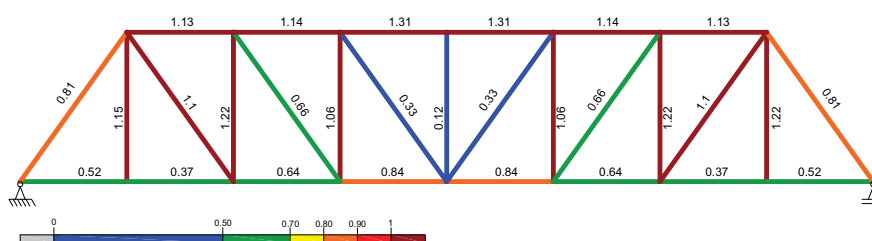


Figura 5.32 - Solução B: Rácio de esforços para a viga principal interior.

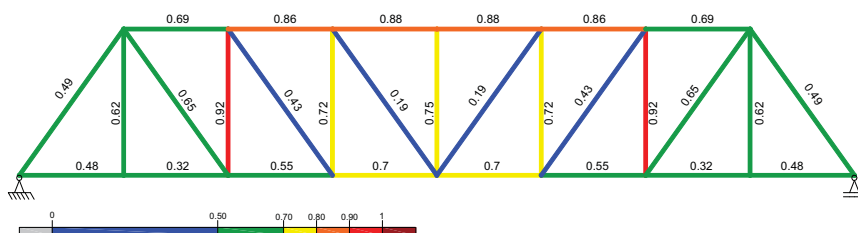


Figura 5.33 - Solução B: Rácio de esforços para a viga principal exterior.

Grelha metálica

- Longarinas

Tanto para as longarinas laterais como para as longarinas centrais, os esforços máximos são originados pela combinação de ações que envolve a carga permanente e o veículo tipo.

Estes elementos apresentam-se relativamente folgados, verificando-se para a flexão o caso mais grave no elemento 85. Neste elemento verifica-se um rácio de esforços de 70%

- Carlingas

No que respeita às carlingas, pode observar-se que os maiores esforços acontecem nas zonas de apoio, verificando-se as maiores deformações para a zona de meio vão.

Estes elementos resistem aos esforços atuantes verificando-se um rácio entre esforços atuantes e esforços resistentes de 70% para as carlingas das extremidades.

5.4. Solução C

Na solução C, o alargamento consiste em adicionar à estrutura existente uma plataforma em consola. Cada plataforma destina-se à circulação rodoviária apenas num dos sentidos, ficando assim, a estrutura central para a circulação de peões e bicicletas. Nesta nova solução, o alargamento seria de aproximadamente 4,5 m para cada um dos lados da estrutura. Na Figura 5.34 apresenta-se a secção transversal da solução C.

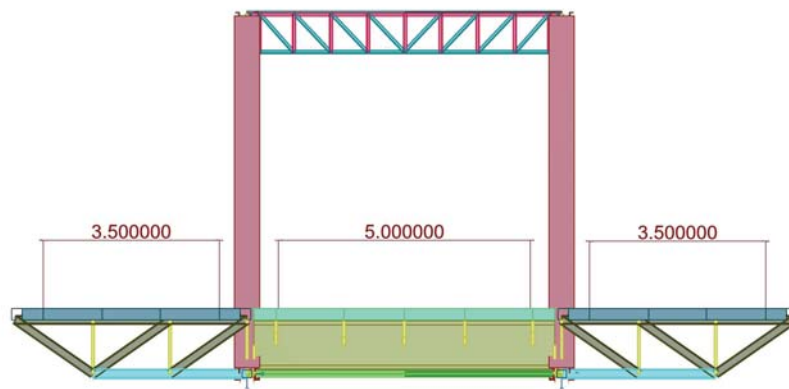


Figura 5.34 -Solução C: Secção transversal e respetivas dimensões das faixas de rodagem.

5.4.1. Modelação para análise estrutural

O processo de modelação da estrutura é idêntico ao descrito no subcapítulo 4.4. Nesta solução apenas foi pensada uma plataforma em consola que solucionasse os constrangimentos existente.

Na modelação foi considerado:

- Aço estrutural S235 para a estrutura existente ($f_y=235$ Mpa; $f_u=360$ Mpa)
- Aço estrutural S275 para a plataforma em consola ($f_y=275$ Mpa; $f_u:430$ Mpa)
- Módulo de elasticidade $E=210$ Gpa
- $\gamma = 78$ kN/m³

Modelação da plataforma metálica em consola

A plataforma metálica em consola foi executada com vigas de aço S275, contraventadas ao longo da estrutura e apoiada nos nós inferiores da mesma. Na Figura 5.35 apresenta-se a geometria da plataforma metálica.

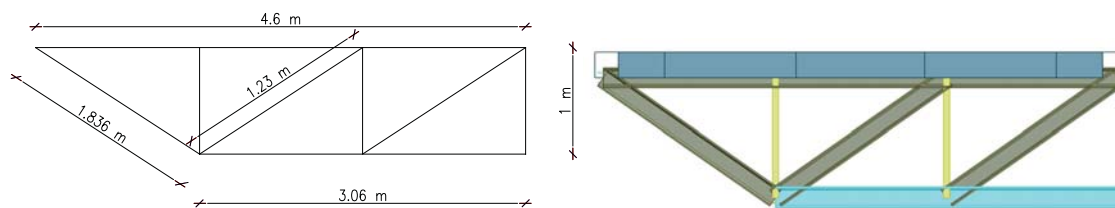


Figura 5.35 - Geometria da plataforma metálica em consola.

De acordo com a modelação efetuada, descrita no subcapítulo 4.4 deste documento, da Figura 5.36 à Figura 5.39 está representada a modelação da estrutura para verificações de segurança.

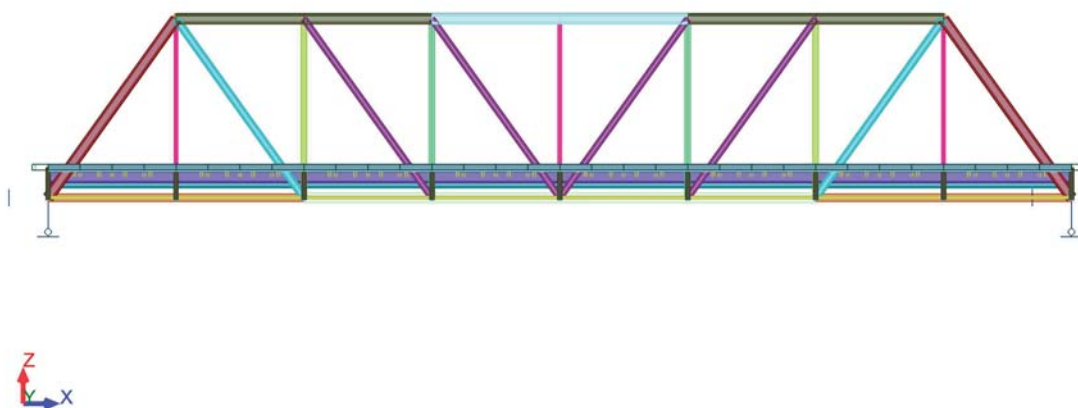


Figura 5.36 - Vista em alçado da solução C modelada no programa de cálculo estrutural.

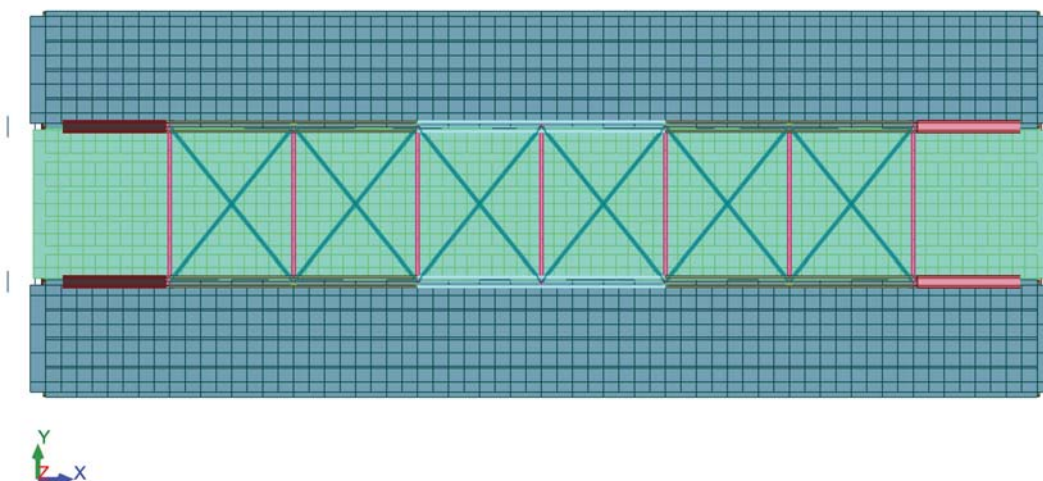


Figura 5.37 - Vista superior da solução C modelada no programa de cálculo estrutural.

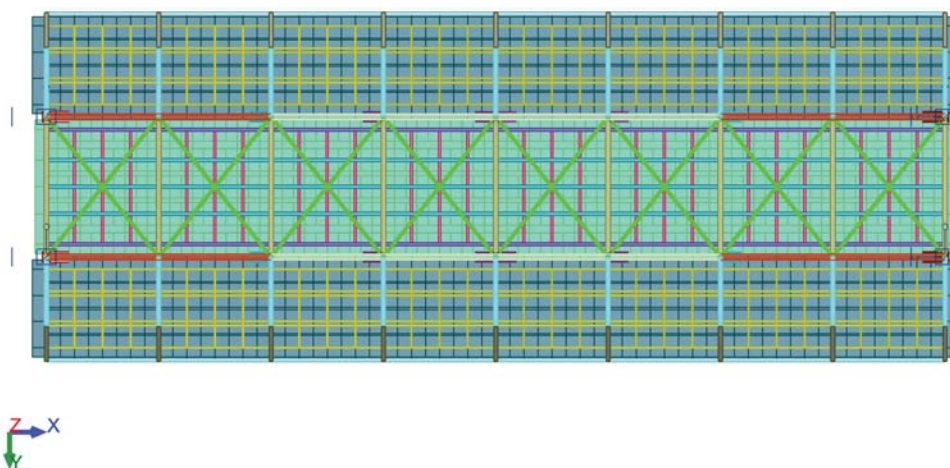


Figura 5.38 - Vista inferior da solução C modelada no programa de cálculo estrutural.

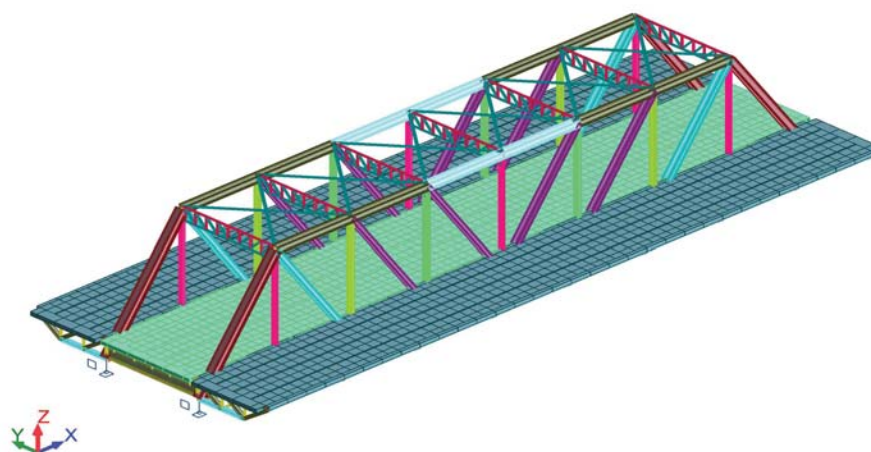


Figura 5.39 - Vista em perspetiva da solução C modelada no programa de cálculo estrutural.

5.4.2. Ações verticais

Ações permanentes

No que respeita a cargas permanentes da estrutura, foram consideradas as mesmas cargas do subcapítulo 4.5.1. É de referir que nesta solução as cargas referentes ao peso próprio dos passeios metálicos não existe visto que os mesmos são retirados. Para a laje de betão assumiu-se uma laje de $5,97 \text{ m} \times 40 \text{ m}$ (estrutura existente) e duas lajes de betão, assentes nas plataformas em consola de $4,33 \text{ m} \times 40 \text{ m}$. Todas as lajes apresentam uma espessura de $0,23 \text{ m}$ em que o peso volúmico do betão utilizado é de 18 kN/m^3 (Betão leve LC30/33 D1.8). As cargas referentes ao peso próprio da laje de betão foram aplicadas nos nós da grelha de barras

que simulam a respetiva laje. Desse modo apresentam-se as ações permanentes aplicadas no modelo estrutural.

Peso próprio dos perfis estruturais	992 kN
Passeio de betão	434 kN
Laje de Betão	2432 kN

Na Figura 5.40 estão representadas as reações de apoio devido às ações permanentes da estrutura. Uma vez que a estrutura é simétrica cada reação toma o valor de 965 kN.

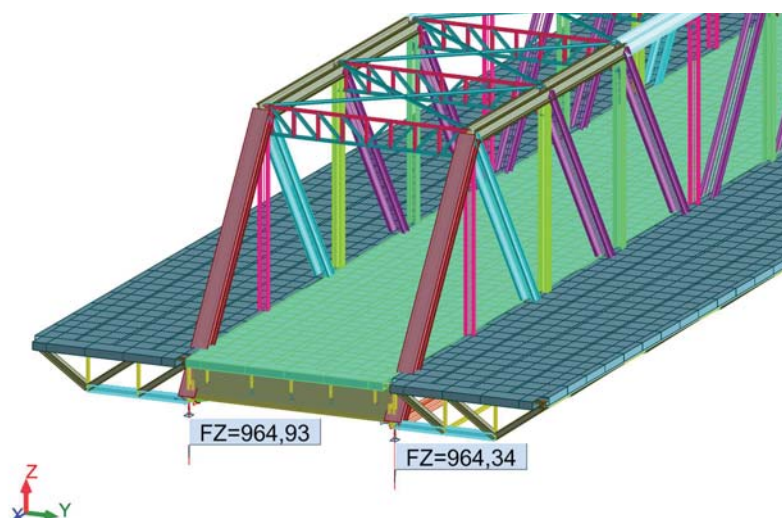


Figura 5.40 - Reações do peso próprio da na estrutura.

Ações variáveis

Para as ações variáveis, numa fase inicial (até à escolha da solução) apenas foram contabilizadas as sobrecargas rodoviárias e a sobrecarga nos passeios tal como descrito no subcapítulo 4.5.2. Deste modo todo o processo de aplicação das ações variáveis é idêntico.

- **Sobrecargas rodoviárias**

De acordo com a NP EN1991-2, o modelo LM1 (como nas soluções anteriores) foi o escolhido para simular a sobrecarga rodoviária no modelo. Como tal, foi necessário dividir a largura da faixa de rodagem em vias fictícias (*notional lines*) e faixa remanescente (*remaining área*).

A solução C, é composta por uma faixa de rodagem (exterior a cada viga principal) com uma largura de 3,5 m ($W=3,5$ m). Desse modo, de acordo com a Tabela 3.1 obtêm-se os seguintes dados representados na Tabela 5.24 e Tabela 5.25.

Tabela 5.24 - Divisão da faixa de rodagem em vias fictícias e via remanescente.

Largura da faixa de rodagem [m]	Número de vias fictícias	Largura das vias fictícias [m]	Largura da área remanescente [m]
W=3,5 < 6	1	3	0,5

Tabela 5.25 - Valores das cargas a aplicar ao modelo devido ao modelo de Sobrecarga rodoviária LM1.

Posição	Veículo tipo - Carga por eixo Q_{ik} [kN]	Carga uniformemente distribuída q_{ik} [kN/m ²]
Via fictícia nº1	300	9,0
Via fictícia nº2	200	2,5
Via fictícia nº3	100	2,5
Outras linhas fictícias	0	2,5
Área Remanescente	0	2,5

Para a solução C, a faixa de rodagem foi dividida em uma via fictícia com três metros de largura. NA via fictícia é aplicada uma carga de 300 kN por eixo.

- Sobrecarga passeios

De acordo com a EN 1991-2, no modelo elaborado considerou-se uma sobrecarga nos passeios de 5kN/m² aplicada de forma pontual nos nós inferiores das vigas principais. A sobrecarga será aplicada no interior da estrutura existente que tem como funcionalidade servir a circulação de peões e bicicletas.

5.4.3. Combinações de ações

Para as ações começou-se por verificar a estrutura sem estar sujeita a solicitações exteriores, onde apenas se considerou as cargas permanentes de modo a verificar se a estrutura estava corretamente modelada.

Esta combinação é constituída pelas ações que se encontram presentes na estrutura desde o início do seu funcionamento, ou seja, o peso próprio de todos os elementos que constituem a estrutura.

Foram também analisadas combinações referentes ao Estado Limite Ultimo, combinações fundamentais, que se materializam na expressão (4.3).

Nesta primeira análise tal como no capítulo do caso de estudo, foram consideradas as ações permanentes e as ações variáveis, mais especificamente a sobrecarga rodoviária e a sobrecarga nos passeios.

5.4.4. Verificação da segurança para a estrutura

A estrutura foi dimensionada/verificada de acordo com as normas europeias (Eurocódigos). Foram feitas várias verificações tendo em conta os esforços atuantes na estrutura.

De forma a obter uma melhor interpretação dos esforços atuantes e dos resultados obtidos na estrutura, foi utilizada a numeração da Figura 5.13 e Figura 5.14 dos elementos da viga principal mais solicitada bem como da grelha metálica que serve de base para o tabuleiro de betão.

As verificações para a estrutura foram realizadas para as vigas principais da estrutura *pratt* e da grelha de betão de forma a estudar a segurança dos elementos da estrutura existente, ou seja, de forma a verificar se esta resiste à colocação das plataformas em consola.

Da Tabela 5.26 à Tabela 5.27 são apresentados os esforços atuantes na estrutura obtidos através do programa de cálculo estrutural.

Para ajudar na compreensão dos esforços nos elementos da estrutura, apresenta-se a numeração atribuída à viga principal mais solicitada e à grelha metálica.

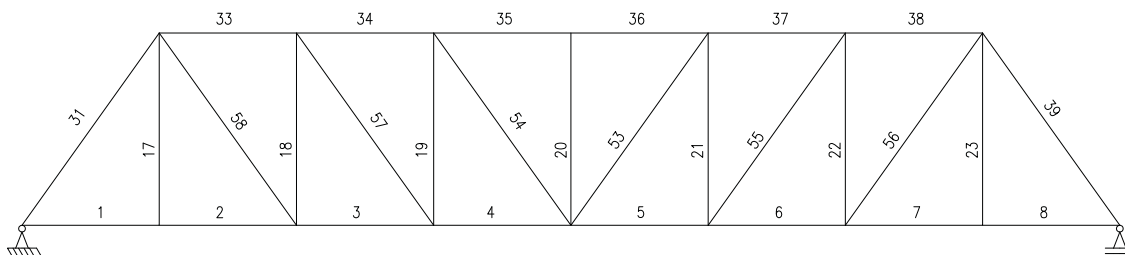


Figura 5.41 - Numeração viga principal mais solicitada (Solução C).

	100	101	102	103	104	105	106	107
	92	93	94	95	96	97	98	99
83	84	85	86	87	88	89	90	91
	76	77	78	79	80	81	82	83
	68	69	70	71	72	73	74	75

Figura 5.42 - Numeração da grelha metálica (solução C).

Tabela 5.26 - Esforços para os elementos da viga principal mais solicitada da solução C.

Elemento / Barra	$F_x^+_{\max}$ (Tração) [kN]	$F_x^-_{\max}$ (Compressão) [kN]	$F_z^+_{\max}$ [kN]	$F_z^-_{\max}$ [kN]	$M_y^+_{\max}$ [kN.m]
Corda superior 1 (CS1) (31)	-	3685	-	-	-
Corda superior 2 (CS2) (33)	-	3674	-	-	-
Corda superior 3 (CS3) (34)	-	4474	-	-	-
Corda superior 4 (CS4) (35)	-	4718	-	-	-
Diagonal 1 (DIAG1) (58)	2760	-	-	-	-
Diagonal 2 (DIAG2) (57)	1638	-	-	-	-
Diagonal 3 (DIAG3) (33)	758	-	-	-	-
Corda Inferior 1 (CI1) (1)	2046	-	-	-	-
Corda Inferior 2 (CI2) (2)	2240	-	-	-	-
Corda Inferior 3 (CI3) (3)	3664	-	-	-	-
Corda Inferior 4 (CI4) (4)	4478	-	-	-	-
Montante 1 (MT1) (17)	1132	-	171	399	646
Montante 2 (MT2) (18)	-	1878	237	667	946
Montante 3 (MT3) (19)	-	1098	213	571	835
Montante 4 (MT4) (20)	-	984	163	375	614

Tabela 5.27 - Esforços nas carlingas da solução C

Elemento	$F_x^+_{\max}$ (Tração) [kN]	$F_x^-_{\max}$ (Compressão) [kN]	$F_z^+_{\max}$ [kN]	$F_z^-_{\max}$ [kN]	$M_y^+_{\max}$ [kN.m]
Carlinga 59	44	46	188	181	233
Carlinga 60	92	-	251	227	251
Carlinga 61	89	-	316	317	327
Carlinga 62	82	-	174	196	207
Carlinga 63	80	-	178	219	203
Carlinga 64	81	-	185	197	215
Carlinga 65	80	-	288	289	310
Carlinga 66	73	-	235	205	231
Carlinga 67	36	38	144	136	183

Tabela 5.28 - Esforços nas longarinas da solução C.

Elemento	F_x^{+max} (Tração) [kN]	F_z^{+max} [kN]	F_z^{-max} [kN]	M_y^{+max} [kN]
Longarina Lateral 68	230,1	26,0	31,7	36,8
Longarina Lateral 69	236,9	35,0	23,8	38,1
Longarina Lateral 70	424,5	35,9	48,6	59,8
Longarina Lateral 71	511,9	63,0	64,6	71,1
Longarina Lateral 72	511,9	64,6	58,3	71,1
Longarina Lateral 73	347,7	38,0	27,6	47,5
Longarina Lateral 74	120,8	15,7	21,0	23,9
Longarina Lateral 75	98,3	17,6	19,5	22,4
Longarina Lateral 108	209,1	22,0	34,8	36,3
Longarina Lateral 109	274,1	32,4	25,9	38,5
Longarina Lateral 110	421,4	33,6	49,8	59,6
Longarina Lateral 111	519,9	62,1	64,8	71,0
Longarina Lateral 112	519,5	64,8	57,3	71,0
Longarina Lateral 113	344,1	39,3	25,6	47,3
Longarina Lateral 114	169,6	19,6	21,8	27,0
Longarina Lateral 115	117,9	24,5	17,2	24,0
Longarina central 76	275,8	41,3	48,0	60,7
Longarina central 77	331,0	59,4	35,7	60,2
Longarina central 78	595,2	61,9	79,6	97,1
Longarina central 79	707,1	109,2	110,6	123,1
Longarina central 80	707,1	110,6	102,0	123,1
Longarina central 81	528,9	60,5	47,8	79,3
Longarina central 82	238,4	21,8	34,7	42,5
Longarina central 83	148,9	24,7	30,1	38,9
Longarina central 84	270,0	40,1	45,0	56,5
Longarina central 85	337,5	56,6	35,4	56,3
Longarina central 86	594,6	61,6	76,3	94,2
Longarina central 87	705,3	106,0	107,2	118,0
Longarina central 88	705,3	107,2	100,1	118,0
Longarina central 89	532,6	58,4	48,4	76,7
Longarina central 90	248,2	22,3	33,9	39,0
Longarina central 91	149,9	23,9	28,8	36,0
Longarina central 92	278,9	41,1	48,5	61,5
Longarina central 93	333,1	59,1	35,8	60,0
Longarina central 94	598,0	61,3	79,7	97,4
Longarina central 95	709,2	109,1	110,6	123,2
Longarina central 96	709,3	110,6	101,9	123,2
Longarina central 97	532,0	60,6	47,6	79,6
Longarina central 98	242,1	22,6	35,8	42,6
Longarina central 99	154,3	28,6	30,8	41,2

De acordo com os esforços obtidos, da Tabela 5.29 à Tabela 5.31 apresentam-se as tabelas com as respetivas verificações para a solução C.

Tabela 5.29 - Verificações referente à viga principal mais solicitada da solução C.

Dimensionamento ao esforço axial										
Elemento/Nom/Barra	Nt,rd [kN]	Nc,rd [kN]	Encurvadura	N _{ed} / Nt,rd	Racio [%]	Nb,rd [kN]	Nedch [kN]	N _{ed} / Nb,rd	Racio [%]	
Diagonal 1 / DIAG1 / 58	2293,37	2293,37	Não necessita verificação à encurvadura	1,20	120	-	-	-	-	-
Diagonal 2 / DIAG2 / 57	2072,47	2072,47	Não necessita verificação à encurvadura	0,79	79	-	-	-	-	-
Diagonal 3 / DIAG3 / 53	2072,47	2072,47	Não necessita verificação à encurvadura	0,37	37	-	-	-	-	-
Corda inferior 1 / CI1 / 1	2011,37	2011,37	Não necessita verificação à encurvadura	1,02	102	-	-	-	-	-
Corda inferior 2 / CI2 / 2	2011,37	2011,37	Não necessita verificação à encurvadura	1,11	111	-	-	-	-	-
Corda inferior 3 / CI3 / 3	2387,37	2387,37	Não necessita verificação à encurvadura	1,53	153	-	-	-	-	-
Corda inferior 4 / CI4 / 4	2387,37	2387,37	Não necessita verificação à encurvadura	1,88	188	-	-	-	-	-
Corda superior 1 / CS1 / 31	4491,50	4491,50	Verificar resistência encurvadura por flexão do elemento	-	-	3879	-	0,950057517	95	
Corda superior 2 / CS2 / 33	3207,52	3207,52	Verificar resistência encurvadura por flexão do elemento	-	-	1504	1974	1,31	131	
Corda superior 3 / CS3 / 34	3207,52	3207,52	Verificar resistência encurvadura por flexão do elemento	-	-	1504	2412	1,60	160	
Corda superior 4 / CS4 / 35	3302,22	3302,22	Verificar resistência encurvadura por flexão do elemento	-	-	1552	2542	1,64	164	
Montante 1 / MT1 / 17	883,37	883,37	Não necessita verificação à encurvadura	1,28	128	-	-	-	-	-
Montante 2 / MT2 / 18	2400,89	2400,89	Verificar resistência encurvadura por flexão do elemento	-	-	856,00	-	2,19	219	
Montante 3 / MT3 / 19	1239,39	1239,39	Verificar resistência encurvadura por flexão do elemento	-	-	289,00	645	2,23	223	
Montante 4 / MT4 / 20	883,37	883,37	Verificar resistência encurvadura por flexão do elemento	-	-	68,00	595	8,75	875	

Tabela 5.30 - Verificações referente às carlingas da solução C.

Dimensionamento ao esforço axial											Dimensionamento à Flexão					Dimensionamento Esforço Transverso					Esforço Transverso + flexão									
Elemento	Nt,rd [kN]	Nc,rd [kN]	Encurvadura	N _{ed} / Nt,rd	Racio [%]	Nb,rd [kN]	Nedch [kN]	N _{ed} / Nb,rd	Racio [%]	M _{ed,ref} [kNm]	M _{ed,ref} / M _{ed,ref}	Racio [%]	M _{ed,ref} / M _{ed,ref}	Racio [%]	M _{ed,ref} / M _{ed,ref}	Racio [%]	M _{ed,ref} / M _{ed,ref}	Racio [%]	M _{ed,ref} / M _{ed,ref}	Racio [%]	M _{ed,ref} / M _{ed,ref}	Racio [%]	M _{ed,ref} / M _{ed,ref}	Racio [%]	M _{ed,ref} / M _{ed,ref}	Racio [%]	M _{ed,ref} / M _{ed,ref}	Racio [%]		
Carlinga 59	4151	4151	Verificar resistência encurvadura por flexão do elemento	0,01	1,06	511,06	511,06	0,09	9,00	196,48	0,19	19,49	10000	1356,77	0,14	13,83	100	0,21	0,21	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
Carlinga 60	4151	4151	Não necessita verificação à encurvadura	0,02	2,21	511,06	511,06	-	-	196,48	0,21	20,98	10000	1356,77	0,19	18,53	100	0,04	0,04	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
Carlinga 61	4151	4151	Não necessita verificação à encurvadura	0,02	2,15	511,06	511,06	-	-	196,48	0,27	27,31	10000	1356,77	0,23	23,38	100	0,27	0,27	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
Carlinga 62	4151	4151	Não necessita verificação à encurvadura	0,02	1,97	511,06	511,06	-	-	196,48	0,17	17,29	10000	1356,77	0,14	14,47	100	0,11	0,11	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
Carlinga 63	4151	4151	Não necessita verificação à encurvadura	0,02	1,92	511,06	511,06	-	-	196,48	0,17	16,97	10000	1356,77	0,16	16,12	100	0,06	0,06	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
Carlinga 64	4151	4151	Não necessita verificação à encurvadura	0,02	1,94	511,06	511,06	-	-	196,48	0,18	17,98	10000	1356,77	0,15	14,53	100	-	-	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
Carlinga 65	4151	4151	Não necessita verificação à encurvadura	0,02	1,93	511,06	511,06	-	-	196,48	0,26	25,90	10000	1356,77	0,21	21,31	100	-	-	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
Carlinga 66	4151	4151	Não necessita verificação à encurvadura	0,02	1,77	511,06	511,06	-	-	196,48	0,19	19,32	10000	1356,77	0,17	17,30	100	-	-	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
Carlinga 67	4151	4151	Verificar resistência encurvadura por flexão do elemento	0,01	0,87	511,06	511,06	0,07	7,00	196,48	0,15	15,28	10000	1356,77	0,11	10,63	100	-	-	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK

Tabela 5.31 - Verificações referentes às longarinas da solução C.

Dimensionamento ao esforço axial										Dimensionamento à Flexão					Dimensionamento Esforço Transverso					Esforço Transverso - fliação				
Elemento/Barra	Nr./rd [kN]	Nc./rd [kN]	Nt./rd [kN]	Rácio [Nt./Nd]	Rácio [Nc./Nd]	Nb./rd [kN]	Nd./rd [kN]	Nch [kN]	Ncl [kN]	Nbr/d	Ndr/d	M _{ed} /M _{cor} [kNm]	M _{ed} /M _{cor}	Rácio [%]	A _{st} [mm ²]	V _{ed} [kN]	Rácio [%]	Et _c alma ao esf. Transverso (h _w /h _o)	V _{ed} < 50% V _{edp}	p	γ _{1,98} [kN]	γ _{2,98} [kN]	M _{y,z,ed} /M _{y,z,edp}	
Longarina Lateral 08	1937	1937		0,12	11,88	-	-	-	-	-	-	347,70	0,11	10,57	4000	542,71	0,06	5,84	OK	-	-	-	-	-
Longarina Lateral 09	1937	1937		0,12	11,88	-	-	-	-	-	-	347,70	0,11	10,57	4000	542,71	0,06	6,45	OK	-	-	-	-	-
Longarina Lateral 70	1937	1937		0,22	21,91	-	-	-	-	-	-	347,70	0,17	17,21	4000	542,71	0,09	8,96	62,5	-	-	-	-	-
Longarina Lateral 71	1937	1937		0,26	26,62	-	-	-	-	-	-	347,70	0,20	20,44	4000	542,71	0,12	11,91	62,5	-	-	-	-	-
Longarina Lateral 72	1937	1937		0,26	26,62	-	-	-	-	-	-	347,70	0,20	20,44	4000	542,71	0,12	11,91	62,5	-	-	-	-	-
Longarina Lateral 73	1937	1937		0,18	17,95	-	-	-	-	-	-	347,70	0,14	13,67	4000	542,71	0,07	7,01	62,5	-	-	-	-	-
Longarina Lateral 74	1937	1937		0,06	6,24	-	-	-	-	-	-	347,70	0,07	6,87	4000	542,71	0,04	3,88	62,5	-	-	-	-	-
Longarina Lateral 75	1937	1937		0,05	5,07	-	-	-	-	-	-	347,70	0,06	6,44	4000	542,71	0,04	3,59	62,5	-	-	-	-	-
Longarina Lateral 100	1937	1937		0,11	10,70	-	-	-	-	-	-	347,70	0,10	10,44	4000	542,71	0,06	6,41	62,5	-	-	-	-	-
Longarina Lateral 101	1937	1937		0,14	14,15	-	-	-	-	-	-	347,70	0,13	13,07	4000	542,71	0,08	8,97	62,5	-	-	-	-	-
Longarina Lateral 102	1937	1937		0,22	21,75	-	-	-	-	-	-	347,70	0,17	17,14	4000	542,71	0,09	9,37	62,5	-	-	-	-	-
Longarina Lateral 103	1937	1937		0,22	21,75	-	-	-	-	-	-	347,70	0,20	20,43	4000	542,71	0,12	11,93	62,5	-	-	-	-	-
Longarina Lateral 104	1937	1937		0,27	26,82	-	-	-	-	-	-	347,70	0,20	20,42	4000	542,71	0,12	11,94	62,5	-	-	-	-	-
Longarina Lateral 105	1937	1937		0,18	17,76	-	-	-	-	-	-	347,70	0,14	13,60	4000	542,71	0,07	7,23	62,5	-	-	-	-	-
Longarina Lateral 106	1937	1937		0,09	8,75	-	-	-	-	-	-	347,70	0,08	7,76	4000	542,71	0,04	4,01	62,5	-	-	-	-	-
Longarina Lateral 107	1937	1937		0,06	6,09	-	-	-	-	-	-	347,70	0,07	6,90	4000	542,71	0,05	4,51	62,5	-	-	-	-	-
Longarina central 76	2313	2313		0,12	11,92	-	-	-	-	-	-	464,83	0,13	13,06	5600	759,79	0,06	6,32	OK	-	-	-	-	-
Longarina central 77	2313	2313		0,14	14,31	-	-	-	-	-	-	464,83	0,13	12,96	5600	759,79	0,08	7,81	OK	-	-	-	-	-
Longarina central 78	2313	2313		0,26	25,73	-	-	-	-	-	-	464,83	0,21	20,90	5600	759,79	0,10	10,48	OK	-	-	-	-	-
Longarina central 79	2313	2313		0,31	30,57	-	-	-	-	-	-	464,83	0,26	26,48	5600	759,79	0,15	14,56	OK	-	-	-	-	-
Longarina central 80	2313	2313		0,31	30,57	-	-	-	-	-	-	464,83	0,26	26,48	5600	759,79	0,15	14,56	OK	-	-	-	-	-
Longarina central 81	2313	2313		0,23	22,86	-	-	-	-	-	-	464,83	0,17	17,07	5600	759,79	0,08	7,96	OK	-	-	-	-	-
Longarina central 82	2313	2313		0,10	10,31	-	-	-	-	-	-	464,83	0,09	9,13	5600	759,79	0,05	4,56	OK	-	-	-	-	-
Longarina central 83	2313	2313		0,06	6,44	-	-	-	-	-	-	464,83	0,08	8,36	5600	759,79	0,04	3,97	OK	-	-	-	-	-
Longarina central 84	2313	2313		0,12	11,67	-	-	-	-	-	-	464,83	0,12	12,15	5600	759,79	0,06	5,92	OK	-	-	-	-	-
Longarina central 85	2313	2313		0,15	14,59	-	-	-	-	-	-	464,83	0,12	12,10	5600	759,79	0,07	7,45	OK	-	-	-	-	-
Longarina central 86	2313	2313		0,26	25,70	-	-	-	-	-	-	464,83	0,20	20,27	5600	759,79	0,10	10,04	OK	-	-	-	-	-
Longarina central 87	2313	2313		0,30	30,69	-	-	-	-	-	-	464,83	0,25	25,38	5600	759,79	0,14	14,11	OK	-	-	-	-	-
Longarina central 88	2313	2313		0,30	30,69	-	-	-	-	-	-	464,83	0,25	25,38	5600	759,79	0,14	14,11	OK	-	-	-	-	-
Longarina central 89	2313	2313		0,23	23,02	-	-	-	-	-	-	464,83	0,16	16,49	5600	759,79	0,08	7,69	OK	-	-	-	-	-
Longarina central 90	2313	2313		0,11	10,75	-	-	-	-	-	-	464,83	0,08	8,39	5600	759,79	0,04	4,46	OK	-	-	-	-	-
Longarina central 91	2313	2313		0,06	6,48	-	-	-	-	-	-	464,83	0,08	7,74	5600	759,79	0,04	3,79	OK	-	-	-	-	-
Longarina central 92	2313	2313		0,12	12,05	-	-	-	-	-	-	464,83	0,13	13,22	5600	759,79	0,06	6,38	OK	-	-	-	-	-
Longarina central 93	2313	2313		0,14	14,06	-	-	-	-	-	-	464,83	0,13	12,90	5600	759,79	0,08	7,78	OK	-	-	-	-	-
Longarina central 94	2313	2313		0,26	25,85	-	-	-	-	-	-	464,83	0,21	20,93	5600	759,79	0,10	10,49	OK	-	-	-	-	-
Longarina central 95	2313	2313		0,31	30,66	-	-	-	-	-	-	464,83	0,27	26,50	5600	759,79	0,15	14,56	OK	-	-	-	-	-
Longarina central 96	2313	2313		0,31	30,66	-	-	-	-	-	-	464,83	0,27	26,50	5600	759,79	0,15	14,56	OK	-	-	-	-	-
Longarina central 97	2313	2313		0,23	23,00	-	-	-	-	-	-	464,83	0,17	17,12	5600	759,79	0,08	7,97	OK	-	-	-	-	-
Longarina central 98	2313	2313		0,10	10,47	-	-	-	-	-	-	464,83	0,09	9,16	5600	759,79	0,05	4,72	OK	-	-	-	-	-
Longarina central 99	2313	2313		0,07	6,97	-	-	-	-	-	-	464,83	0,09	8,86	5600	759,79	0,04	4,06	OK	-	-	-	-	-

5.4.5. Resumo da análise da estrutura

Vigas principais

Os esforços máximos nas barras das vigas principais são originados pela combinação de ações que envolve a carga permanente e o veículo tipo. No que diz respeito à sobrecarga rodoviária, considerou-se o posicionamento encostado às vigas principais da estrutura e na berma oposta.

É de referir que estes elementos são solicitados apenas a esforços axiais à exceção dos montantes que apresentam esforço transversal e momentos segundo a direção y . O esforço transversal e os momentos fletores surgem nos montantes devido à plataforma em consola adicionada na estrutura.

Os banzos superiores da viga principal encontram-se solicitados a esforços de compressão. Os banzos inferiores, apresentam esforços de tração. As diagonais apenas estão solicitadas a esforços de tração. Em relação aos montantes, os elementos da extremidade apresentam esforços de tração em todas as vigas principais. Os restantes apresentam esforços de compressão. Na Figura 5.43 representa-se os esforços atuantes nas vigas principais da estrutura. Cor vermelha esforços de compressão e a cor verde esforços de tração.

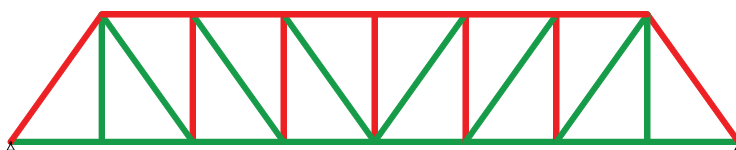


Figura 5.43 - Solicitações nos elementos da viga principal mais solicitada da solução C.

- Banzo superior

Para a solução C, o banzo superior é solicitado por esforços muito elevados apresentando um rácio entre esforços atuantes e esforços resistentes de 95% para o elemento menos solicitado do banzo superior e um rácio de 164 % para o elemento mais solicitado.

Existe a necessidade de reforço para os elementos CS2, CS3 e CS4 da viga principal interior.

- Banzo inferior

Todos os elementos do banzo inferior excedem a sua capacidade resistente. O elemento mais solicitado é o CI4 e apresenta um rácio de esforços atuantes e esforços resistentes de 187%. Todos os elementos necessitam de ser reforçados.

- **Diagonais**

Estes elementos das vigas principais são os menos solicitados. A DIAG1 excede a sua resistência apresentando um rácio de esforços de 120%. Os restantes elementos verificam a sua capacidade resistente com alguma margem de segurança.

- **Montantes**

No que se refere aos montantes, estes elementos devido à plataforma em consola apresentam esforços de flexão e de corte. Neste trabalho esses esforços não foram verificados. O montante central é o elemento que apresenta o maior rácio de esforços atuantes esforços resistentes da estrutura, no qual toma o valor de 875%. Excedendo largamente a sua capacidade resistente.

Todos os montantes necessitam de ser reforçados.

A solução C não seria uma boa solução visto que quase todos os seus elementos excedem largamente os esforços resistentes. Na Figura 5.44 pode observar-se graficamente o rácio entre os esforços atuantes e esforços resistentes através de uma escala de cores. Onde a cor azul representa os elementos menos solicitados e a cor vermelha representa os elementos mais solicitados.

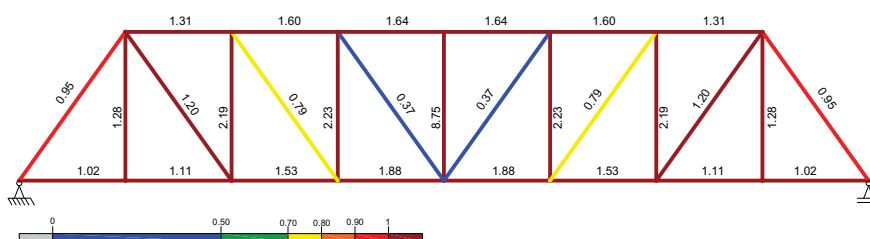


Figura 5.44 - Rácio de esforços para a viga principal da solução C.

Grelha metálica

- **Longarinas**

Tanto para as longarinas laterais como para as longarinas centrais, os esforços máximos são originados pela combinação de ações que envolve a carga permanente e o veículo tipo.

Estes elementos apresentam esforços muito reduzidos. Isto deve-se ao facto da sobrecarga rodoviária estar nas plataformas e não no interior das vigas principais, desse modo, as longarinas são apenas solicitadas pelo seu peso próprio e sobrecarga nos passeios.

- Carlingas

As carlingas também são muito pouco solicitadas, apresentando esforços bastantes reduzidos. As razões para tal facto acontecer, passa também, pela sobrecarga rodoviária estar nas plataformas em consola, ou seja, estes elementos apenas são solicitados pelo peso próprio e sobrecarga rodoviária.

Capítulo 6. Solução Final

6.1. Generalidades

Neste capítulo será escolhida uma solução de entre as três propostas no capítulo anterior. A solução final será adotada consoante alguns critérios, nomeadamente, alterações do traçado, reforço de pilares, mas principalmente será tido em consideração os esforços a que a estrutura existente está sujeita.

Após escolher a solução a adotar será feita a quantificação da ação do vento na estrutura, uma análise sísmica e a verificação dos elementos à fadiga. No final serão dimensionadas as ligações entre os elementos da estrutura.

6.2. Solução Adotada

Após feita a verificação de segurança para as três soluções propostas conclui-se que de certa forma a solução que melhor se adapta tendo em conta os resultados obtidos e toda a envolvente existente será a solução A.

Para a solução A os elementos que constituem as vigas principais, em comparação com os elementos das restantes soluções, são menos solicitados no que diz respeito aos esforços atuantes. Para os elementos do banzo inferior, a solução B é a que se apresenta menos solicitada, mas em contrapartida para a solução B o elemento DIAG1 necessita de ser reforçado, caso que não acontece na solução A. Devido ao facto de na generalidade os elementos da solução A serem menos solicitados a maior parte dos seus perfis cumprem a segurança para as ações verticais sendo apenas necessário o reforço estrutural para alguns dos elementos da estrutura.

A solução C é a que se apresenta mais solicitada com o rácio de esforços para os vários elementos da estrutura elevados. Outro aspeto negativo na solução C é o facto de esta apresentar valores muito elevados de compressão e flexão nos seus montantes. A flexão composta a estes elementos não foi verificada, mas certamente os mesmos não iriam verificar a sua capacidade resistente.

Outro facto que levou à escolha da solução A é que esta implica um alargamento da estrutura que por sua vez é a que melhor se adequa à arquitetura atual da obra, não alterando em quase nada a solução existente.

No que diz respeito ao traçado da estrada ao adotar a solução A, esta não implica grandes alterações, enquanto para as restantes soluções o traçado seria significativamente alterado. Na Figura 6.1 apresenta-se uma fotografia da Estrada Nacional 114.



Figura 6.1 - Estrada Nacional 114 (Sentido Sul - Norte).

É de referir que em relação aos pilares, na solução A os mesmos teriam de sofrer um reforço e um alargamento para que as reações da estrutura não fiquem excêntricas. Na solução B seria necessário a construção de novos pilares. Nos pilares a solução C apresenta vantagem em relação às restantes visto que apenas poderá existir o reforço dos pilares se necessário.

6.3. Ação sísmica na estrutura

6.3.1. Análise modal

Inicialmente, com o objetivo de analisar o comportamento estrutural da ponte para a ação sísmica, nomeadamente os esforços na estrutura, elaborou-se um modelo tridimensional completo da obra (Figura 6.2). O modelo é composto por três tramos do tipo *pratt* pois a massa dos existentes é idêntica à do tramo mais recente.

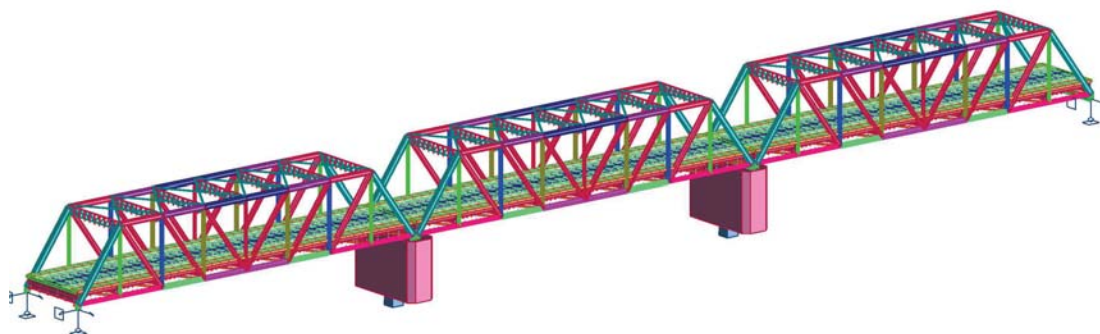


Figura 6.2 - Perspetiva do modelo de cálculo da análise sísmica.

Numa fase posterior, visto que a avaliação da rigidez das fundações dos pilares reveste-se de elevada dificuldade pois estes elementos estão fundados sobre estacas de madeira e de betão armado e não é possível ter em conta a deformação do solo, de forma a simplificar a questão, admitiu-se que as fundações estavam fundadas sobre um maciço rochoso, admitindo uma fundação muito rígida. Uma vez que os pilares da estrutura são elementos muito rígidos e os tramos da estrutura independentes, de forma a simplificar o modelo apenas foi feita a análise de um tramo.

Para executar uma análise mais em pormenor ao sismo, seria necessário ir alternando a rigidez dos pilares. Desprezar inicialmente a rigidez das fundações (admitir uma rigidez muito baixa) e ir aumentando essa mesma rigidez e verificar qual a situação mais desfavorável na análise sísmica.

Na análise sísmica realizada através do programa de cálculo estrutural, foi numa primeira fase feita uma análise modal de forma a obter os modos de vibração da estrutura. Na análise modal foram adicionados os seguintes parâmetros de acordo com a Figura 6.3.

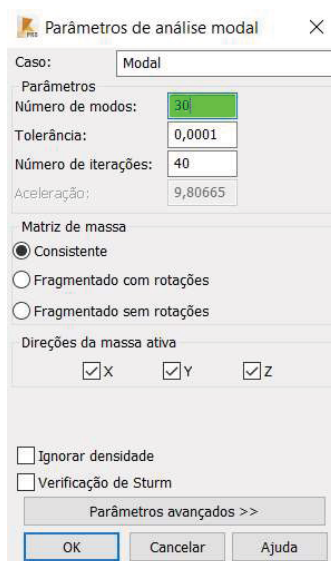


Figura 6.3 - Parâmetros para análise modal.

Após ter sido feita a análise modal, foram obtidos dois modos de vibração consideráveis (Figura 6.4 e Figura 6.5), todos na direção horizontal, modo de vibração mais desfavorável para a estrutura.

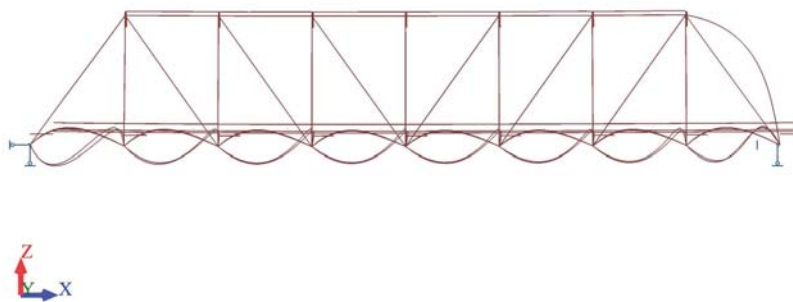


Figura 6.4 - Modo de vibração 1 da estrutura.

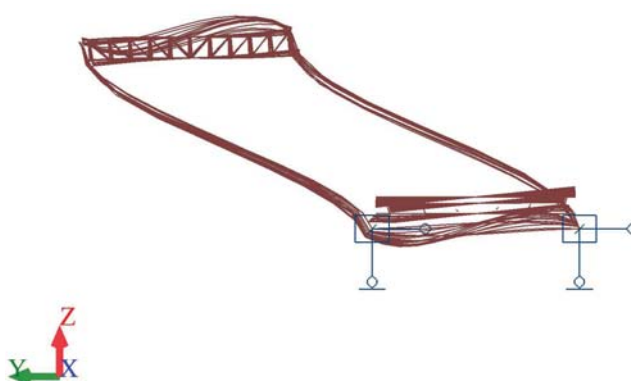


Figura 6.5 - Modo de vibração 2 da estrutura.

Na Tabela 6.1, retirada do programa de cálculo estrutural apresentam-se as frequências dos modos de vibração da estrutura, os períodos e a participação das massas.

Tabela 6.1 - Frequências dos modos de vibração da estrutura.

Caso/Modo	Frequência (Hz)	Período (s)	Rel.mas UX (%)	Rel.mas UY (%)	Rel.mas UZ (%)	Cur.mas UX (%)	Cur.mas UY (%)	Cur.mas UZ (%)
37/ 1	1,73	0,58	85,07	0,00	0,28	85,07	0,00	0,28
37/ 2	2,12	0,47	85,07	6,11	0,28	0,00	6,11	0,00

6.3.2. Espectros de resposta

De modo a quantificar a ação sísmica considerou-se os espectros de resposta de dimensionamento para a componente horizontal definidas no subcapítulo 3.3.

Parâmetros dos espectros de resposta

Os espectros de resposta foram determinados seguindo o procedimento do subcapítulo 3.3 deste documento que foi baseado na NP EN 1998-1:2010 e respetivo Anexo Nacional. Para tal, foi necessário definir o seguinte conjunto de parâmetros:

- Tipo de solo: Através do número de pancadas do solo ($N_{SPT} > 60$) considerou-se um terreno de fundação do tipo B (“Depósito de areias muito compactas de seixo (de cascalho) ou argila muito rija com uma espessura de pelo menos, várias dezenas de metros caracterizado por um aumento gradual das propriedades mecânicas com a profundidade”);
- Obra de arte situada em Coruche: Ação sísmica tipo 1 (zona sísmica 1,4) e ação sísmica tipo 2 (zona sísmica 2,3);
- Valor do limite inferior do espectro de resposta igual a $\beta = 0,2$ (valor recomendado pela EN 1990);

Definidas as zonas sísmicas para cada tipo de ação sísmica, na Tabela 6.2 apresentam-se os valores de a_{gR} , aceleração de referência para período de retorno de 475 anos.

Tabela 6.2 - Definição da zona sísmica para a ação sísmica tipo 1 e tipo 2.

Ação sísmica				
	Tipo 1		Tipo 2	
Concelho	Zona sísmica	Aceleração a_{gR} (m/s ²)	Zona sísmica	Aceleração a_{gR} (m/s ²)
Coruche	1,4	1	2,3	1,7

Tendo em conta a categoria do terreno assume-se de acordo com o Anexo Nacional os seguintes valores para os períodos bem como para o coeficiente de solo apresentados na Tabela 6.3.

Tabela 6.3 - Valores para os períodos e coeficiente de solo de acordo com a categoria do terreno.

Solo Tipo B

($N_{spt} > 60$)- Depósitos de areia muito compacta, de seixo (cascalho) ou argila muito rijas, com uma espessura, de, várias dezenas de metros.

	S_{max}	$T_B[s]$	$T_C[s]$	$T_D[s]$
Sismo Afastado (Sismo tipo 1)	1,35	0,1	0,6	2
Sismo Próximo (Sismo tipo 2)	1,35	0,1	0,25	2

Coefficiente de importância

A ação sísmica, deve ao nível da fiabilidade exigida para a estrutura multiplicar um fator de importância, γ_1 .

Uma vez que o anexo nacional não quantifica o valor de importância para pontes, desse modo, será utilizado o valor recomendado pelo Eurocódigo de 1,3 tanto para sismo tipo 1 como para sismo tipo 2.

Tendo em conta um coeficiente de importância de 1,3, Tabela 6.4 na apresentam-se os valores da aceleração de projeto na rocha de acordo com a (3.5)

Tabela 6.4 - Valores da aceleração de projeto na rocha em função do coeficiente de importância.

Ação sísmica		
	Tipo 1	Tipo 2
Concelho	Aceleração projeto na rocha a_g (m/s^2)	Aceleração projeto na rocha a_g (m/s^2)
Coruche	1,3	2,21

Coefficiente de comportamento q

O coeficiente de comportamento para a estrutura será atribuído em função de uma análise elástica, onde é admitido que a sua resposta fosse integralmente elástica para uma situação onde é considerado um amortecimento viscoso de 5%.

O valor para o coeficiente de comportamento será igual ao valor unitário, $q=1$.

Espectros de resposta

De acordo com as equações (3.6) á (3.9) na Tabela 6.5 (a) (ação sísmica tipo 1) e Tabela 6.5 (b) (ação sísmica tipo 2) apresentam-se os seguintes valores para o espectro de resposta de dimensionamento.

Tabela 6.5 - a) Valores para o espectro de resposta da ação sísmica do tipo 1. b) Valores para o espectro de resposta da ação sísmica do tipo 2.

a)				b)			
T[s]	Sd[T]	T[s]	Sd[T]	T[s]	Sd[T]	T[s]	Sd[T]
0,01	2,54	2,05	0,89	0,01	1,49	2,05	1,25
0,05	4,72	2,1	0,85	0,05	2,78	2,1	1,19
0,1	7,46	2,15	0,81	0,1	4,39	2,15	1,14
0,15	7,46	2,2	0,77	0,15	4,39	2,2	1,09
0,2	7,46	2,25	0,74	0,2	4,39	2,25	1,04
0,25	7,46	2,3	0,70	0,25	4,39	2,3	1,00
0,3	6,22	2,35	0,68	0,3	4,39	2,35	0,95
0,35	5,33	2,4	0,65	0,35	4,39	2,4	0,91
0,4	4,66	2,45	0,62	0,4	4,39	2,45	0,88
0,45	4,14	2,5	0,60	0,45	4,39	2,5	0,84
0,5	3,73	2,55	0,57	0,5	4,39	2,55	0,81
0,55	3,39	2,6	0,55	0,55	4,39	2,6	0,78
0,6	3,11	2,65	0,53	0,6	4,39	2,65	0,75
0,65	2,87	2,7	0,51	0,65	4,05	2,7	0,72
0,7	2,66	2,75	0,49	0,7	3,76	2,75	0,70
0,75	2,49	2,8	0,48	0,75	3,51	2,8	0,67
0,8	2,33	2,85	0,46	0,8	3,29	2,85	0,65
0,85	2,19	2,9	0,44	0,85	3,10	2,9	0,63
0,9	2,07	2,95	0,44	0,9	2,93	2,95	0,60
0,95	1,96	3	0,44	0,95	2,77	3	0,59
1	1,86	3,05	0,44	1	2,63	3,05	0,57
1,05	1,78	3,1	0,44	1,05	2,51	3,1	0,55
1,1	1,70	3,15	0,44	1,1	2,39	3,15	0,53
1,15	1,62	3,2	0,44	1,15	2,29	3,2	0,51
1,2	1,55	3,25	0,44	1,2	2,19	3,25	0,50
1,25	1,49	3,3	0,44	1,25	2,11	3,3	0,48
1,3	1,43	3,35	0,44	1,3	2,03	3,35	0,47
1,35	1,38	3,4	0,44	1,35	1,95	3,4	0,46
1,4	1,33	3,45	0,44	1,4	1,88	3,45	0,44
1,45	1,29	3,5	0,44	1,45	1,82	3,5	0,43
1,5	1,24	3,55	0,44	1,5	1,76	3,55	0,42
1,55	1,20	3,6	0,44	1,55	1,70	3,6	0,41
1,6	1,17	3,65	0,44	1,6	1,65	3,65	0,40
1,65	1,13	3,7	0,44	1,65	1,60	3,7	0,38
1,7	1,10	3,75	0,44	1,7	1,55	3,75	0,37
1,75	1,07	3,8	0,44	1,75	1,50	3,8	0,36
1,8	1,04	3,85	0,44	1,8	1,46	3,85	0,36
1,85	1,01	3,9	0,44	1,85	1,42	3,9	0,35
1,9	0,98	3,95	0,44	1,9	1,39	3,95	0,34
1,95	0,96	4	0,442	1,95	1,35	4	0,33
2	0,93			2	1,32		

Tendo os valores da tabela anterior é possível originar o espectro de resposta de dimensionamento para a ação sísmica do tipo 1 e ação sísmica do tipo 2. No Gráfico 6-1 apresenta-se os espectros de resposta para as ações sísmicas na estrutura.

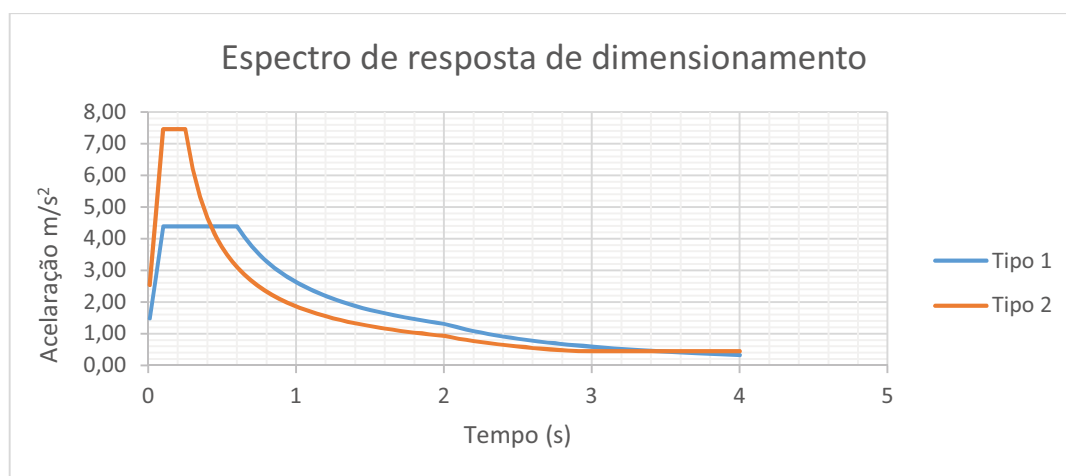


Gráfico 6-1 - Espectros de resposta de dimensionamento.

6.3.3. Esforços na estrutura referentes à ação sísmica

Para análise da estrutura ao sismo a combinação de ações para situações de projeto, é quantificada de acordo com a NP EN 1990:2009 definida na expressão (3.37). Os parâmetros para o Ψ_2 podem ser consultados na Tabela 3.13.

Após se ter aplicado a combinação de ações analisaram-se os esforços provocados em cada elemento pela ação do sismo e pode-se concluir que os mesmos são baixos dada a reduzida massa da estrutura, ou seja, a ação sísmica é pouco significativa para a estrutura.

6.4. Ação do vento na estrutura

A ação do vento irá ser aplicada à solução adotada (solução A) de acordo com o subcapítulo 3.4 deste documento, que foi desenvolvido tendo em base a EN 1991-1-4:2010.

6.4.1. Determinação da pressão dinâmica de pico

A pressão dinâmica de pico deve ser determinada à altura z . Este valor depende de outros fatores de acordo com a equação (3.17).

Determinação do valor de referência da velocidade do vento, v_b

O valor de referência da velocidade do vento é obtido de acordo com a equação (3.11). Para o efeito da quantificação do valor básico da velocidade de referência do vento a EN 1991-1-4 divide o país em duas zonas. Desse modo temos:

- Localização da Estrutura - Coruche (Zona A)

$V_{b,0}$	27 m/s
C_{dir}	1
C_{season}	1

$$v_b = 1 \times 1 \times 27 = 27 \text{ m/s}$$

Determinação do valor médio da velocidade do vento, v_m

O valor médio da velocidade do vento é dado pela equação (3.12). Este fator é calculado em função da rugosidade do terreno (expressão (3.13)), do coeficiente de orografia e da velocidade do vento que foi calculado anteriormente.

O coeficiente de rugosidade do terreno depende da altura da estrutura (z) do comprimento de rugosidade e do coeficiente de terreno calculado de acordo com a equação (3.14). Assim de acordo com a tabela Tabela 3.10 para a categoria do terreno temos:

- Categoria de terreno II - Zona de vegetação rasteira, tal como erva, obstáculos isolados (árvores, edifícios) com separações entre si de, pelo menos, 20 vezes a sua altura;
- Z_0 [m] = 0,05;
- Z_{min} [m] = 3

$$k_r = 0,19 \times \left(\frac{0,05}{0,05} \right)^{0,07} = 0,19$$

Na tabela Tabela 6.6 apresentam-se os valores para o cálculo do valor médio da velocidade do vento. É de referir que a estrutura se encontra a uma altura de 7 metros do solo, deste modo, foi considerado $z= 7$ m.

Tabela 6.6 - Valores para o cálculo do valor médio da velocidade do vento.

k_r	0,19
z [m]	7
$c_r(z)$	0,94
$c_0(z)$	1
v_b [m/s]	27

$$v_m(z) = 0,94 \times 1 \times 27 = 25,38 \text{ m/s}$$

Determinação do valor da turbulência do vento, I_v

A intensidade de turbulência à altura z é definido pela equação (3.15). Este fator é obtido através do quociente entre o desvio padrão da turbulência e a velocidade média do vento. O desvio padrão calcula-se a partir da equação (3.16). Na Tabela 6.7 apresentam-se os valores que servem de base para o cálculo do valor da turbulência do vento.

Tabela 6.7 - Valores para o cálculo do valor da turbulência do vento.

k_r	0,19
k_l	1
v_b [m/s]	27
σ_v	5,13

$$I_v(z) = \frac{5,13}{25,38} = 0,20$$

Determinados todos os valores anteriormente referidos, estamos em condições de calcular a pressão dinâmica de pico. Assim, de acordo com a expressão (3.10) e com os valores da Tabela 6.8 apresenta-se o seguinte resultado:

Tabela 6.8 - Valores obtidos para o cálculo da pressão dinâmica de pico.

$l_v(z)$	0,20
ρ [Kg/m ³]	1,25
v_b [m/s]	25,38

$$q_p(z) = [1 + 7 \times 0,20] \times \frac{1}{2} \times 1,25 \times 10^{-3} \times 25,38^2 = 0,97 \text{ kN/m}^2$$

6.4.2. Coeficiente de exposição

O coeficiente de exposição é calculado de acordo com a equação (3.18) e é em função da pressão dinâmica de pico e da pressão dinâmica de referência calculada pela expressão (3.19).

$$q_b = \frac{1}{2} \times 1,25 \times 10^{-3} \times 27^2 = 0,456 \text{ kN/m}^2$$

$$c_e(z) = \frac{0,97}{0,456} = 2,13$$

6.4.3. Coeficiente de força para estruturas treliçadas

O coeficiente de força para estruturas treliçadas é dado pela expressão (3.20). Este coeficiente depende do parâmetro de força para estruturas treliçadas sem efeitos de extremidade de acordo com a Figura 3.12 e depende também do coeficiente de efeitos de extremidade o qual em função da esbelteza da estrutura.

De acordo com a Figura 3.12 é necessário calcular um índice de cheios dado pela equação (3.21). O índice de cheios depende do valor de A que é a soma das áreas das projeções no plano da face de todos os elementos e chapas de gousset. Na Figura 6.6 apresenta-se uma imagem da face da estrutura no plano e na Tabela 6.9 o valor das Áreas.

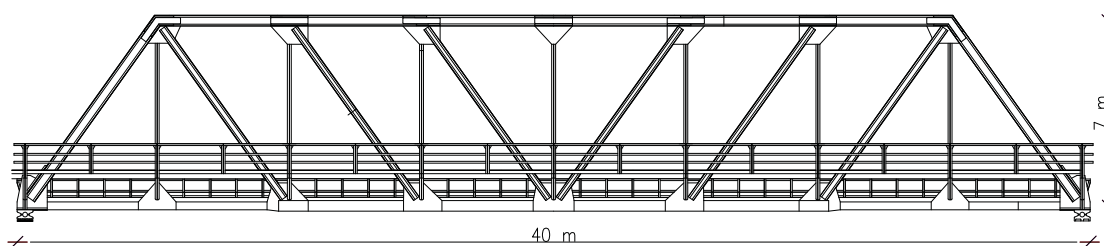


Figura 6.6 -projeções no plano da face da estrutura.

Tabela 6.9 - Áreas das projeções.

Soma das áreas das projeções	
Elementos	Áreas [m ²]
Chapas de ligação (nós Superiores)	8,98
Chapas de ligação (nós inferiores)	11,48
Guarda corpos	13,58
Montante	7,252
Diagonais	13,86
Banzo superior	19,51
Banzo inferior	14,4
Longarinas Centrais	20
Longarinas Laterais	8
Tabuleiro	9,2
Total área	126,262

Também de acordo com a Figura 6.6 se pode calcular a área limitada pelo contorno da face em projeção normal à mesma. Desse modo temos $A_c = 280 \text{ m}^2$.

$$\varphi = \frac{126,26}{280} = 0,45$$

Coefficiente de força, $c_{f,0}$

De acordo com a Figura 3.12 o coeficiente de força para a estrutura (constituída por perfis de secção angulosa) em função do índice de cheios toma o seguinte valor:

$$\text{Para } \varphi = 0,45 \quad c_{f,0} = 1,6$$

Coefficiente de efeito de extremidade, Ψ_λ

Para o cálculo do efeito de extremidade é necessário ter em conta Tabela 3.11. Esta tabela tem em conta valores de λ para treliças. Para um $l=40$ m é necessário fazer interpolações para obter o valor de λ . Desse modo temos:

- Para $l \geq 50$ m $\lambda = 7,99$;
- Para $l < 15$ m $\lambda = 11,42$;

Realizando nova interpolação, $\lambda = 8,97$.

De acordo com a Figura 3.13 para obter o coeficiente de efeito de extremidades, Ψ_λ , que por sua vez é em função do índice de cheios ($\varphi = 0,45$) e em função da esbelteza ($\lambda = 8,97$) calculada anteriormente, é necessário recorrer a interpolações. Desse modo temos:

- Para $\varphi \geq 0,1$ $\Psi_\lambda = 0,98$;
- Para $\varphi < 0,1$ $\Psi_\lambda = 0,905$;

Realizando nova interpolação, $\Psi_\lambda = 0,91$.

De acordo com os valores calculados anteriormente, pode-se obter o coeficiente de força para treliças, c_f :

$$c_f = 1,6 \times 0,91 = 1,46$$

6.4.4. Força do vento na estrutura -direção x

A ação do vento em pontes é calculada de acordo com o método simplificado apresentada na norma NP EN 1991-1-4:2010.

De acordo com a expressão (3.10), a força do vento calcula-se em função do coeficiente de força do vento, $C=3,13$.

$$F_{w_x} = \frac{1}{2} \times 1,25 \times 10^{-3} \times 27^2 \times 3,13 \times 117,06 = 178,33 \text{ kN}$$

Para obter a força do vento por metro, divide-se a força total pelo comprimento da estrutura, dessa forma temos:

$$F_{w_x} = \frac{178,33}{40} = 4,46 \text{ kN/m}$$

A norma NP EN 1991-1-4:2010, não considera o coeficiente de proteção para a viga principal de sotavento. Dessa forma, de acordo com o RSA foi calculado o efeito de proteção que a viga principal de barlavento lhe confere.

O fator de proteção, quantifica-se em função do índice de cheios e do tipo de barras que constituem a estrutura e do espaçamento entre elas.

No que diz respeito à distância entre as estruturas, a sua influência é dada através de um coeficiente de espaçamento, μ , dado pelo quociente entre a distância que separa os planos da estrutura e a menor dimensão definida pelo contorno da estrutura. É de referir que para o caso do contorno não ser retangular, deve considerar-se um contorno fictício (Figura 6.7) com esta forma, que para efeito de proteção à estrutura de sotavento, se possa admitir como equivalente

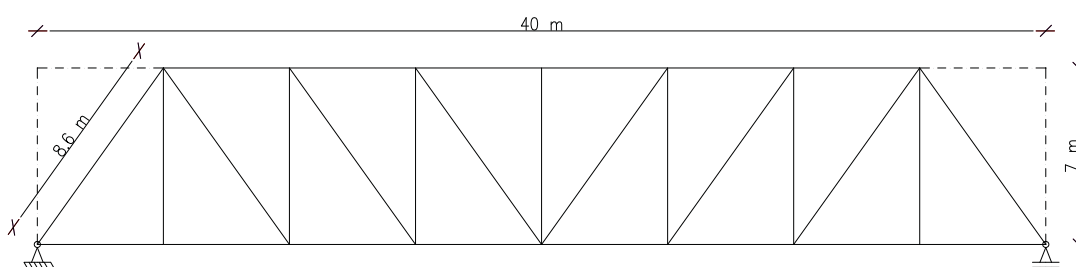


Figura 6.7 - Contorno fictício retangular para cálculo do coeficiente de espaçamento.

$$\mu = 1,1$$

De acordo com a tabela 1-1x do RSA e tendo em conta o coeficiente aerodinâmico de cheios e o coeficiente de espaçamento, através de interpolação é possível obter o fator de proteção, η .

- Para $\varphi \geq 0,7$ $\eta = 0,445$;
- Para $\varphi \geq 0,8$ $\eta = 0,376$;

Realizando nova interpolação, $\eta = 0,43$.

$$F_{w_x \text{ sotavento}} = 4,46 \times 0,43 = 1,92 \text{ kN/m}$$

A força total do vento nas vigas principais da estrutura, foi dividida entre os banzos e o tabuleiro. A divisão da força foi feita consoante as áreas expostas ao vento. No banzo inferior, onde existe uma maior concentração de área a percentagem da força do vento será maior. Assim, 38% da força para o banzo inferior, 27% da força para o banzo superior e 35% da força para o tabuleiro. Na representa-se a aplicação do vento no modelo de cálculo

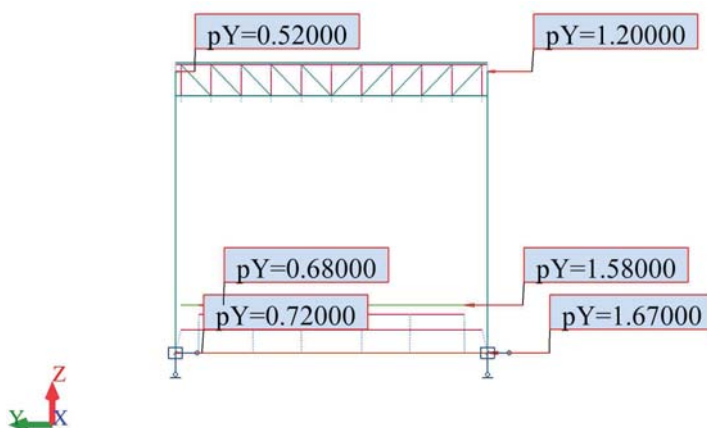


Figura 6.8 - Aplicação da ação do vento no modelo de cálculo.

6.4.5. Esforços na estrutura referentes à ação do vento

Para uma análise da estrutura considerando a ação do vento, é necessário ter em conta as combinações de ações para situações de projeto persistentes ou transitórias (Combinações fundamentais). A combinação utilizada expressa-se na equação (4.3). Considerou-se a como ação variável base o veículo tipo e o vento como a ação variável acompanhante. De acordo com o anexo A2 - Aplicação para pontes o valor de Ψ_0 para o vento é 0,6.

Após analisar os esforços na estrutura devido ao vento, é de notar que o aumento do esforço é pouco relevante para uma análise detalhada da estrutura visto que a força do vento é bastante pequena devido ao elevado numero de espaços abertos, ou seja, a ação variável do vento pode ser desprezada.

6.5. Verificação da fadiga na estrutura

O estudo da fadiga na estrutura adotada como solução, foi concebido de acordo com a EN 1993-1-9:2010 utilizando o método simplificado de análise à fadiga.

6.5.1. Definição do modelo de carga

De acordo com a NP EN 1993-1-1:2010, quando se usa métodos simplificados para a verificação da fadiga, o modelo de carga utilizado é o modelo de fadiga 3 (FLM3). Como referido no subcapítulo 3.5 deste documento, o peso de cada eixo é de 120 kN sendo a superfície de contacto de cada roda quadrada 0,40 m. Transversalmente, o modelo apresenta uma distância entre rodas de 2 m enquanto longitudinalmente apresenta a seguinte sequência de distância entre rodas: 1,2 m - 6 m - 1,2 m (ver Figura 3.15).

6.5.2. Verificação em relação à fadiga

A verificação em relação à fadiga de um determinado pormenor, equação (3.25), efetuasse de acordo com o coeficiente parcial para o intervalo de tensões de amplitude constante equivalente, com o coeficiente parcial de resistência à fadiga, com o intervalo de tensões, de amplitude constante equivalente, relativo a 2 milhões de ciclos e com o valor de referência à fadiga com N_c igual a 2 milhões de ciclos.

Coefficiente parcial para o intervalo de tensões de amplitude constante equivalente

Segundo a norma NP EN-1993-2 é recomendado o valor unitário para o intervalo de tensões de amplitude equivalente.

Coefficiente parcial para a resistência à fadiga

O valor do coeficiente parcial para a resistência à fadiga depende da abordagem feita ao problema. De acordo com a Tabela 3.12, o método aplicado é o tempo de vida garantido com consequências de rotura importantes. O valor para este coeficiente é de 1,35.

Intervalo de tensões, de amplitude equivalente, relativo a 2 milhões de ciclos

O intervalo de tensões, de amplitude equivalente é dado pela expressão (3.26) e calcula-se em função do fator de impacto equivalente que apresenta o valor unitário para pontes rodoviárias e do fator de dano equivalente (equação (3.28), que deve ser obtido para ponte rodoviárias até 80 m de vão.

O fator de dano de tráfego, que depende do comprimento da linha de influência das cargas aplicadas é dado pela equação (3.29) e a partir da mesma desenvolveram-se as curvas apresentadas na Figura 3.16 e Figura 3.18. Desse modo temos:

- Para a zona de meio vão com $l=40$: $\lambda_1=2,25$
- Para a zona dos apoios com $l=40$: $\lambda_1=1,8$

Para o fator λ_2 , fator que tem em conta a calibração do tráfego calcula-se de acordo com a equação (3.30). Na Tabela 6.10 apresenta-se os valores de referência ao tráfego real de veículos pesados que circula na faixa lenta por ano, N_{obs} , e Tabela 6.11 na os resultados para λ_2 considerando que todos os veículos são do tipo LMF3.

Tabela 6.10 - valores de referência ao tráfego real de veículos pesados que circula na faixa lenta por ano, N_{obs} . Adaptado EN 1993-2:1997.

Categoria do Tráfego	N_{obs} por ano e por via lenta
Estradas ou vias rápidas com duas ou mais vias por sentido com elevada taxa de circulação de pesados	2,00E+06
Estradas e vias rápidas com taxa média de circulação de pesados	5,00E+05
Acessos principais com baixa taxa de circulação de pesados	1,25E+05
Acessos locais com baixa taxa de circulação de pesados	5,00E+04

Tabela 6.11 - Resultados para λ_2 considerando que todos os veículos são do tipo LMF3.

Todos os Veículos são do tipo FM3	
Q_{m1} [KN]	480
N_{obs}	1,25E+05
N_o	500000
Q_o [KN]	480
λ_2	0,76

O fator de calibração da vida útil da estrutura, λ_3 , é dado pela equação (3.32). Desse modo, para obras de arte, foi considerado para a vida útil da estrutura 50 anos.

$$\lambda_3 = 0,87$$

Para o cálculo do fator de tráfego em faixas que não seja faixa lenta, λ_4 , é necessário recorrer à equação (3.33) e às Figura 3.18 e Figura 3.19. Dessa forma temos:

- Para a zona de meio vão com $l = 40$: $\lambda_{\max} = 2$
- Para a zona de apoios com $l = 40$: $\lambda_{\max} = 1,98$

Com todos os fatores definidos o fator de dano equivalente para vãos até 80 m, tem-se:

$$\lambda = 1,7$$

A máxima amplitude causada pela atuação do veículo tipo é determinada atuando o veículo tipo no modelo de cálculo. Os carregamentos seguem a combinação de cargas frequentes. A máxima amplitude é dada de acordo com a equação (3.27), onde é aplicada uma tensão normal máxima e uma tensão normal mínima. A tensão normal mínima é retirada quando a estrutura está sujeita apenas às cargas do peso próprio, enquanto as tensões máximas são retiradas quando está a atuar o veículo tipo de fadiga.

$$\Delta\sigma_{E2} = 34,6$$

Com os valores todos calculados anteriormente, é possível calcular o valor da tensão do intervalo de tensão de amplitude constante equivalente dado pela equação (3.26):

$$\Delta\sigma_{E2} = 1,7 \times 1 \times 34,6 = 58,82 \text{ Mpa}$$

O valor de referência da resistência à fadiga

O valor de referência da resistência à fadiga para $N_c = 2$ milhões de ciclos, $\Delta\sigma_c$, corresponde à categoria de pormenor, ou seja, a amplitude de tensão que o elemento resiste quando lhe são aplicados 2 milhões de ciclos. A categoria de pormenor está representada na EN 1993-1-9. Como a norma referida anteriormente não apresenta categorias de pormenor para ligações rebitadas, foi admitido que todas as ligações são de simples sobreposição e parafusos injetados não pré-esforçados (pormenor construtivo 12). Deste modo $\Delta\sigma_c$ toma o valor de 80 Mpa.

De acordo com a expressão (3.25) a verificação da fadiga para o pormenor de ligação mais solicitado é de:

$$58,82 < 59,26 \quad \text{logo, verifica a fadiga}$$

6.6. Reforço de secções

Depois da verificação da segurança da estrutura pode-se concluir que alguns elementos das vigas principais excedem a sua capacidade resistente, sendo necessário proceder ao reforço, através da adição de novos elementos de aço, de um conjunto de elementos (banzos e montantes), de forma a resistir às solicitações a que é proposta. Este reforço é necessário quer pela esbelteza de alguns elementos que por falta de secção resistente. Apresentam-se os elementos que compõem a estrutura a necessitarem de reforço:

- Vigas principais: CS3, CS4, MT1, MT2, MT3, CI3 e CI4.

Inicialmente foi pensado para o reforço a aplicação de chapas com 7 mm de espessura, mas uma vez que a relação custo do aço mão-de-obra não apresenta um valor significativo no custo final em relação à diferença de espessuras, optou-se então, como já referido, na aplicação de chapas metálicas com 10 mm de espessura com ligação rebitada e todos os perfis.

É de referir que o elemento CI3 do banzo inferior da viga principal mais solicitada encontra-se perto do seu limite de resistência. Neste trabalho, no que refere a cálculos, este elemento irá ser reforço.

Reforço do banzo superior, CS3 e CS4

Os banzos superiores e inferiores, de uma forma geral, necessitam de reforço, por falta de resistência quando considerada a sua secção útil, devido agravamento dos esforços quando implementado o alargamento. Para estes elementos das vigas principais, foi adotada uma solução que passa pela colocação de uma chapa de reforço de $460 \times 10 \text{ mm}$ para o elemento CS3 e uma chapa de $480 \times 10 \text{ mm}$ para o elemento CS4. O processo passa pela descravação dos rebites das diagonais e a remoção das mesmas, referentes ao banzo superior do perfil. Posteriormente são colocadas as chapas, mencionadas anteriormente, ao longo do perfil e interrompida nas zonas de ligação. Estas chapas apenas são colocadas na zona superior do perfil para que seja uma possível uma fácil manutenção, se necessário, e de modo a que não haja infiltrações de água para o interior do mesmo.

Na Figura 6.10 e Figura 6.9 apresenta-se o reforço para o elemento CS3 e CS43 da viga principal, respetivamente.

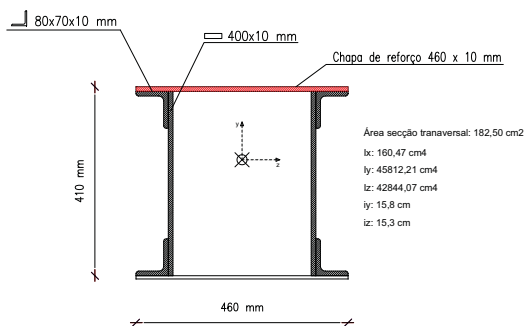


Figura 6.10 - Reforço do elemento CS3 da viga principal.

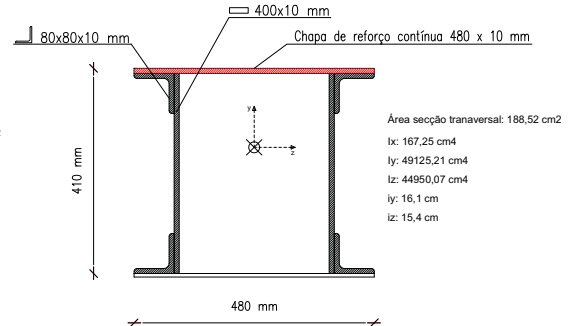


Figura 6.9 - Reforço do elemento CS4 da viga principal.

Reforço dos montantes, MT2 e MT3

O reforço referente aos montantes da estrutura foi executado de forma a não ser necessário executar o processo de descravação dos rebites existentes. Desta forma, foram aplicadas chapas de reforço nos banzos de cada montante (MT2 e MT3). As chapas de reforço para o montante 2 (MT2) e montante 3 (MT3) apresentam dimensões de $227 \times 10 \text{ mm}$ para ambos os perfis como se pode observar na Figura 6.12 e Figura 6.13.

Na Figura 6.11 apresenta-se a fotografia do montante 2 e do montante 3 onde se pode observar os banzos nos quais serão colocadas as chapas de reforço.



a)



b)

Figura 6.11 - a) Montante 2 (MT2) onde será aplicado o reforço. b) Montante 3 (MT3) onde será aplicado o reforço.

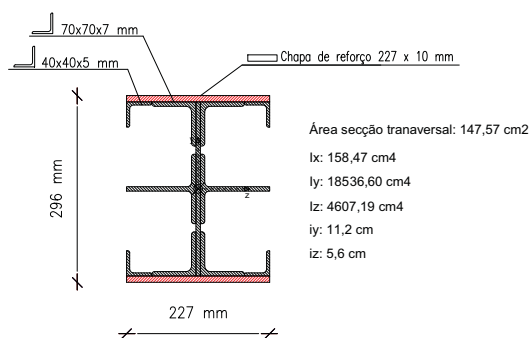


Figura 6.12 - Reforço do elemento MT2 da viga principal.

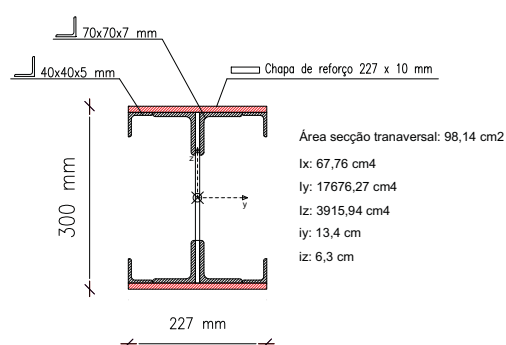


Figura 6.13 - Reforço do elemento MT3 da viga principal

Reforço do banzo inferior, CI3 e CI4

No reforço dos elementos do banzo inferior da viga principal, tal como no reforço dos elementos anteriores descritos, foram adicionadas chapas aos perfis dos elementos CI3 e CI4. É de referir que as secções destes dois elementos são iguais, ou seja, apresentam o mesmo perfil metálico.

Na solução de reforço optou-se pela colocação de quatro chapas de aço, $126,5 \times 10 \text{ mm}$, exteriores ao banzo dos elementos. É de referir que para colocação das chapas de reforço não foi necessária a descravação dos rebites existentes que compõem a ligação entre os elementos do perfil, nomeadamente entre as cantoneiras e a chapa metálica como se pode observar na Figura 6.14.



Figura 6.14 - Fotografia do banzo inferior de uma das vigas principais da estrutura.

Na Figura 6.15 apresenta-se o desenho do reforço dos elementos CI3 e CI4 do banzo inferior das vigas principais da estrutura.

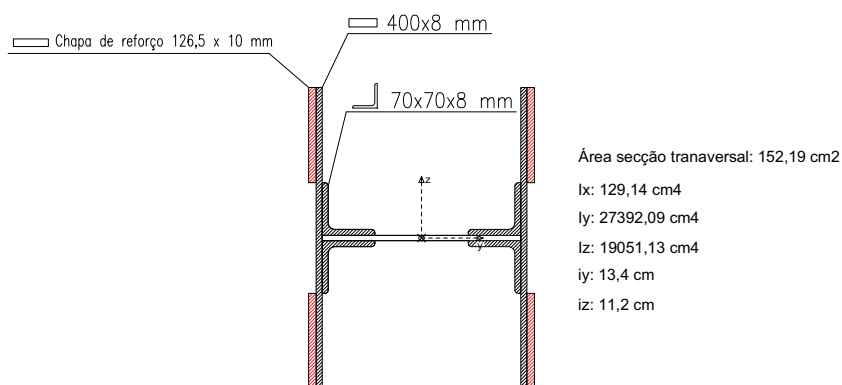


Figura 6.15 - Reforço do elemento CI3 e CI4 da viga principal.

Em tabela (Tabela 6.12), de forma a ter uma melhor compreensão, organizou-se algumas propriedades geométricas e mecânicas dos perfis reforçados.

Tabela 6.12 - Propriedades geométricas e mecânicas dos perfis reforçados.

Elemento	A_{total} [mm ²]	$I_y (\times 10^4)$ [mm ⁴]	$I_z (\times 10^4)$ [mm ⁴]	i_y [mm]	i_z [mm]	$w_{ely} (\times 10^3)$ [mm ³]	$w_{elz} (\times 10^3)$ [mm ³]
CS3R	18250	45812,21	42844,07	158,4	153,2	1991,84	1702,4
CS4R	18852	49125,62	44950,80	161,4	154,4	2046,90	1782,37
CI1R	15219	27392,09	1905,11	134,1	111,9	1826,14	952,56
MT2R	14756	18536,60	4607,18	112,1	55,9	1252,47	405,92
MT3R	9814	17676,27	3915,94	134,21	63,17	1178,42	345,02

No modelo, realizado no programa de cálculo estrutural foram adicionadas as secções com reforço aos elementos que excediam a sua capacidade resistente. Na Figura 6.16 apresenta-se um exemplo, nomeadamente para o elemento CS3, do perfil reforçado no modelo de cálculo.

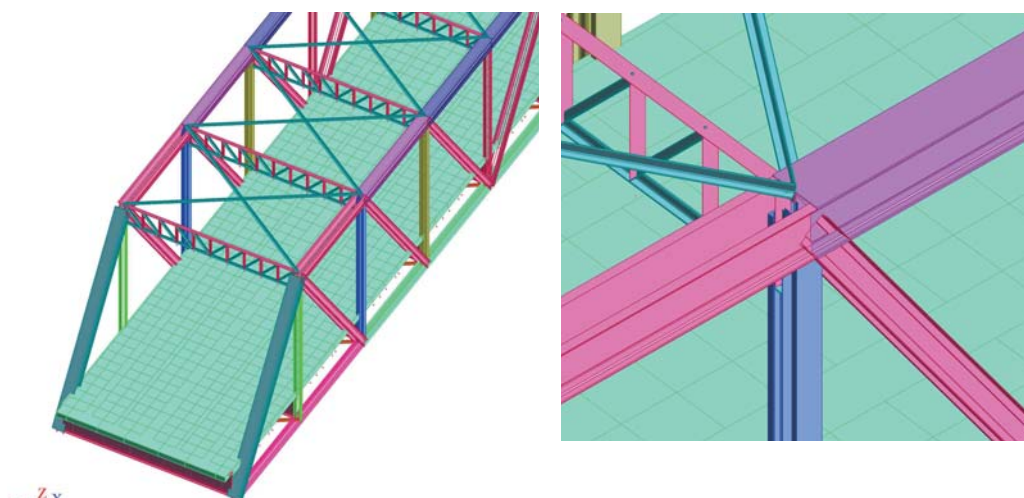


Figura 6.16 - Modelo de cálculo com o exemplo do reforço referente ao elemento CS3.

No modelo estrutural, após o reforço dos perfis, foi novamente verificada a segurança da estrutura aos ELU. Desse modo, é possível obter um novo rácio de esforços para as vigas principais como se apresenta na Figura 6.17 .

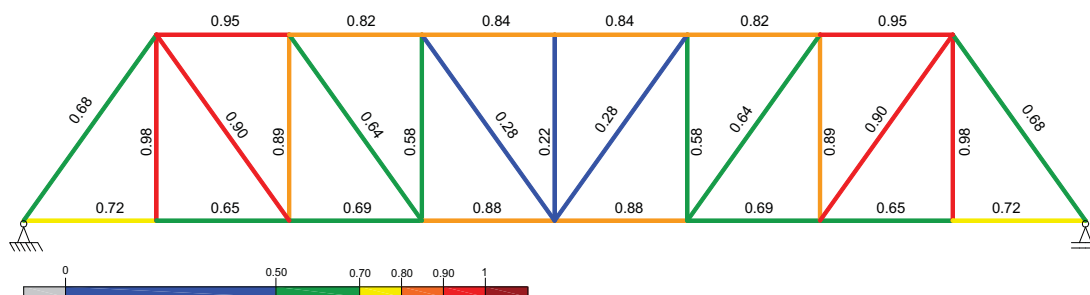


Figura 6.17 - Rácio de esforços atuantes/esforços resistentes depois de reforçar os elementos.

É de salientar todos os elementos que constituem as vigas principais resistem aos esforços a que estão submetidos. O elemento que apresenta maior risco de exceder a sua capacidade resistente é o elemento MT1, onde apresenta um rácio de esforços de 0,98 (98%).

Após a verificação da segurança da estrutura pode-se concluir que a mesma necessita de reforço em alguns elementos de modo a resistir às solicitações a que é proposta. Concluiu-se que os seguintes elementos que compõem a estrutura necessitam de reforço: CS3, CS4, MT1, MT2 e MT3.

O tipo de reforço pensado para os vários elementos, consiste na aplicação de chapas de aço nos banzos dos elementos referenciados anteriormente. Inicialmente foi pensado para o reforço a aplicação de chapas de 7 mm, mas uma vez que a relação custo do aço vs mão-de-obra não apresenta um custo significativo no custo final em relação à diferença de espessura do mesmo, optou-se então pela aplicação de chapas de reforço com 10 mm de espessura.

É de referir que o elemento CS2 da corda superior da viga principal encontra-se perto do seu limite de resistência. Neste trabalho, no que se refere a cálculos, este elemento não irá sofrer qualquer tipo de reforço. Contudo, em obra, uma vez que se irá reforçar os elementos contínuos ao elemento CS2, justifica-se reforçar o mesmo, visto que a dificuldade do trabalho é apresentada o mesmo grau, e desse modo conferia ao elemento uma maior resistência.

6.7. Ligações

Após ter todos os esforços nos elementos que constituem a estrutura, passa-se agora ao dimensionamento das ligações. A transferência de esforços entre elementos é feita através duma ligação. As ligações devem garantir corretamente a passagem dos esforços sem comprometer a segurança da estrutura. Nas estruturas, as ligações são elementos em que a sua rigidez influenciam os deslocamentos.

Existem vários tipos de ligações que podem ser utilizadas nas ligações entre elementos de aço: ligações soldadas, ligações aparafusadas e ligações rebitadas. Neste trabalho utilizam-se ligações rebitadas, uma vez que a estrutura em estudo apresenta o mesmo tipo de ligações.

Os rebites utilizados são de cabeça redonda com um diâmetro $\varnothing 19$ mm. A tensão de cedência, f_y , para o aço dos rebites é de 235 N/mm^2 . Segundo a norma NP EN1993-1-8 em rebites de aço S 235 pode considerar-se para o rebite na condição em que é cravado o valor da resistência última à tração, f_{ur} igual a 400 N/mm^2 .

Ligações entre elementos das vigas principais

Para os elementos das vigas principais, apenas existem esforços axiais, desse modo será necessário verificar as ligações ao corte.

A resistência ao corte por plano de corte de um rebite é dado pela expressão (6.1).

$$f_{v,Rd} = \frac{0,6 \times f_{ur} \times A_0}{\gamma_{M2}} \quad (6.1)$$

em que:

- $f_{t,Rd}$ - Valor de cálculo da resistência à tração por rebite;
- f_{ur} - Tensão de rotura à tração do rebite;
- A_0 - Área de furo para rebite;
- γ_{M2} - Coeficiente parcial de segurança;

Desse modo, para um rebite $\varnothing 19$ a sua resistência é de:

$$f_{v,Rd} = \frac{0,6 \times 400 \times 283,5 \times 10^{-3}}{1,25} = 54,4 \text{ kN}$$

Na Tabela 6.13 apresentam-se os esforços máximos em cada elemento das vigas principais e o numero de rebites necessários de forma a garantir a transferências de esforços de um elemento para o outro.

Tabela 6.13 - Esforços máximos em cada elemento das vigas principais e numero de rebites necessários.

Elemento	N_{ed} [kN]	Nº de rebites necessários	Nº de rebites adotados
CS1	-2631	48	52
CS2	-2665	49	68
CS3	-3310	61	68
CS4	-3516	65	68
CI1	1441	26	44
CI2	1291	24	44
CI3	2452	45	48
CI4	3146	58	80
MT1	863	16	16
MT2	-1103	20	20
MT3	-580	11	20
MT4	-27	1	16
DIAG1	2060	38	42
DIAG2	1320	24	28
DIAG3	683	13	28

Na Figura 6.18 apresenta-se a chapa de ligação entre elementos do banzo superior. O banzo superior apresenta três zonas de ligação, a chapa representada na Figura 6.18 e duas cantoneiras de fixação como se pode observar na Figura 6.22. A chapa de ligação apresentada é em aço S235 em que a sua tensão ultima é de 360 Mpa e apresenta uma espessura de 10 mm. Nestes elementos o esforço atuante dos elementos interrompidos do banzo superior, é transferido os rebites de ligação que por sua vez o transferem para a chapa. O esforço percorre a chapa e o esforço é transferido para os parafusos da outra face do novo elemento por sua vez transfere o esforço para a outra metade da chapa e esta para o elemento.

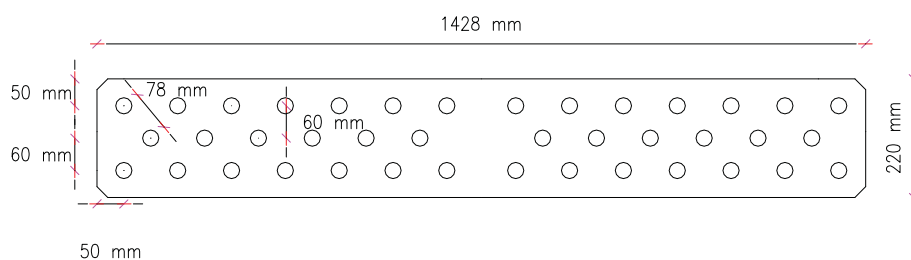


Figura 6.18 - Chapa da zona de ligação entre os elementos do banzo superior.

De acordo com a norma NP EN 1993-1-8:2010, a resistência ao esmagamento determina-se de acordo com a expressão (6.2)

$$f_{b,Rd} = \frac{2,5 \times \alpha_b \times f_{ub} \times d \times t}{\gamma_{M2}} \quad (6.2)$$

$$\alpha_b = \min \left\{ \frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - 0,25; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1,0 \right\} \quad (6.3)$$

em que:

- t - Espessura da peça ligada;
- d - Diâmetro do ligador;
- f_{ub} - Tensão de rotura do rebite;
- γ_{M2} - Coeficiente de segurança parcial (1,25);
- f_u - Tensão de rotura da chapa;

Os requisitos geométricos para as chapas de ligação apresentam-se na Figura 6.19. Estes requisitos geométricos são definidos pela norma NP EN1993-1-8:2010.

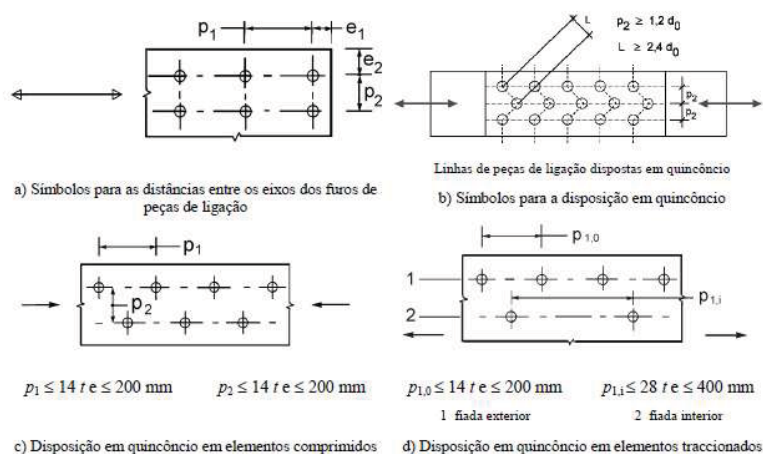


Figura 6.19 - Requisitos geométricos para elementos de ligação.

Para a chapa anterior, o esmagamento verifica. $f_{b,Rd} = 119 \text{ kN} > f_{b,ed} = 51,7 \text{ kN}$. Todas as chapas de ligação verificam o esmagamento.

Da Figura 6.21 à Figura 6.22 apresentam-se os desenhos mais em pormenor das ligações dos nós superiores das visgas principais. Estas ligações podem ser vistas mais em detalhe no desenho 5 do anexo I.

Estudo de Solução para Alargamento da Ponte sobre o Rio Sorraia em Coruche

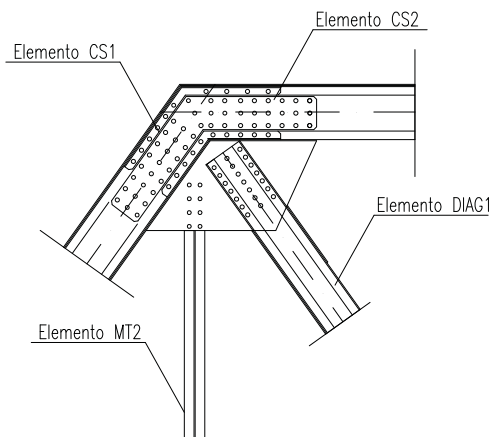


Figura 6.21 - Ligação do nó superior 1.

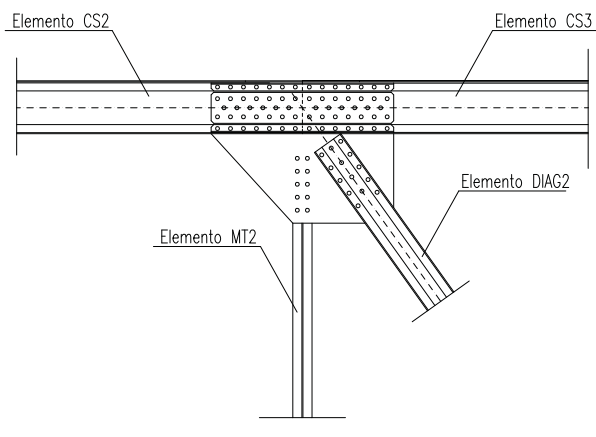


Figura 6.20 - Ligação do nó superior 2.

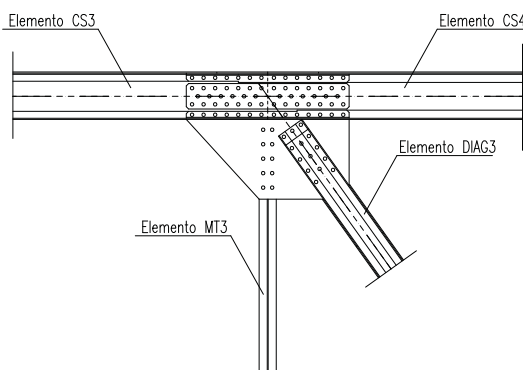


Figura 6.23 - Ligação do nó superior 3.

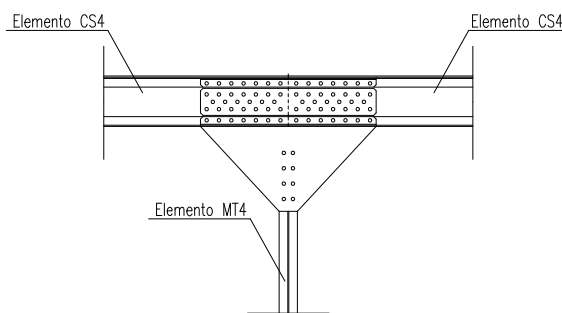


Figura 6.22 - Ligação do nó superior 4.

Da Figura 6.24 à Figura 6.27 estão representados os nós inferiores das vigas principais. Estas ligações podem ser vistas mais em detalhe no desenho 5 do anexo I.

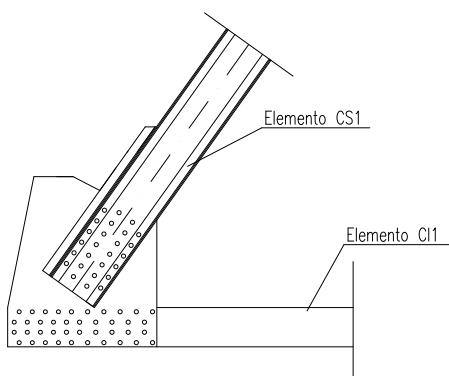


Figura 6.24 - Ligação do nó inferior numero 1.

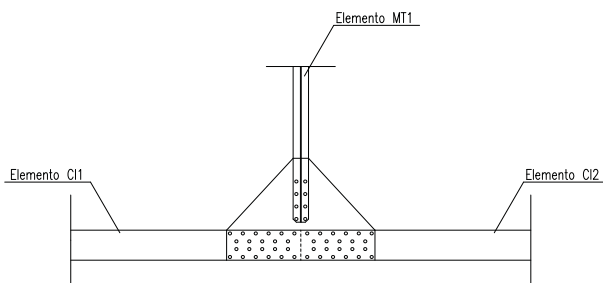


Figura 6.25 - Ligação do nó inferior numero 2.

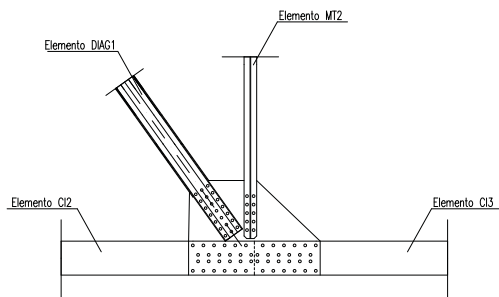


Figura 6.26 - Ligação do nó inferior número 3 e 4.

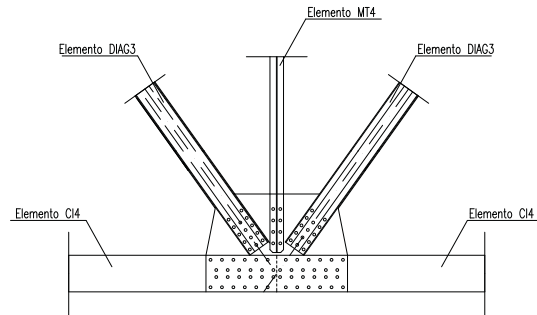


Figura 6.27 - Ligação do nó inferior número 5.

Ligações entre elementos da grelha metálica

Na ligação das longarinas às carlingas e destas aos montantes da viga principal os rebites estão sujeitos a esforços de tração e de corte. O esforço é transferido das longarinas para as carlingas através da chapa de ligação (cantoneira) que por sua vez, as carlingas, transferem o esforço para os montantes da viga principal. Quando ocorre a transferência de esforço, as ligações entre estes elementos não podem comprometer a eficiência da estrutura. Desse modo na formula de acordo com a NP EN 1993-1-8:210, apresenta-se o valor de cálculo da resistência à tração por parafuso.

$$f_{t,Rd} = \frac{0,6 \times f_{ur} \times A_0}{\gamma_{M2}} \quad (6.4)$$

em que:

- $f_{t,Rd}$ - Valor de cálculo da resistência à tração por rebite;
- f_{ur} - Tensão de rotura à tração do rebite;
- A_0 - Área de furo para rebite;
- γ_{M2} - Coeficiente parcial de segurança;

$$f_{t,Rd} = \frac{0,6 \times 400 \times 283,5 \times 10^{-3}}{1,25} = 54,4 \text{ kN}$$

Após calcular o valor de resistência à tração por rebite de 54,4 kN, calculou-se o numero de rebites necessários para a ligação entre os elementos da grelha metálica resistirem aos esforços a que estão sujeitos.

Na Tabela 6.14 apresentam-se os esforços máximos em cada elemento da grelha metálica e o numero de rebites necessários de forma a garantir a transferência de esforços entre os vários elementos.

Tabela 6.14 - Esforços máximos e numero de rebites adotados para as ligações da grelha metálica.

Elemento	N_{ed} [kN]	Nº de rebites necessários	Nº de rebites adotados
Longarina lateral	423	8	10
Longarina Central	676	12	14
Carlinga	630	12	16

As ligações entre os elementos da grelha metálica foram executadas através de cantoneiras de fixação. As cantoneiras de fixação como elemento de ligação, são em aço S235 e com uma espessura de 10 mm como se pode observar na *Figura 6.28*.

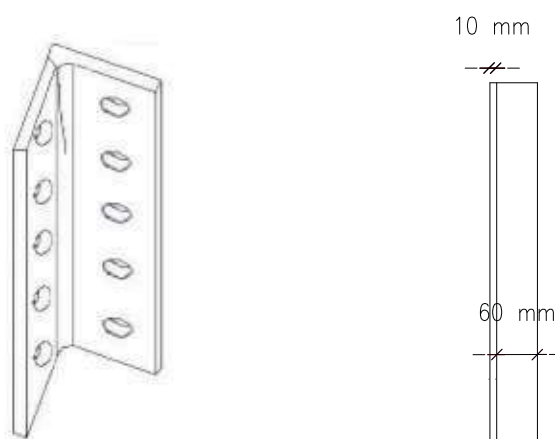


Figura 6.28 - Desenho da cantoneira de fixação utilizada.

Na Figura 6.29 e Figura 6.30 apresentam-se as ligações entre os vários elementos da grelha metálica. Os esforços que atuam num dado elementos são transferidos para os rebites que por sua vez transferem os esforços para a chapa de ligação. Estes esforços percorrem a chapa e esta transfere os esforços para o próximo elemento.

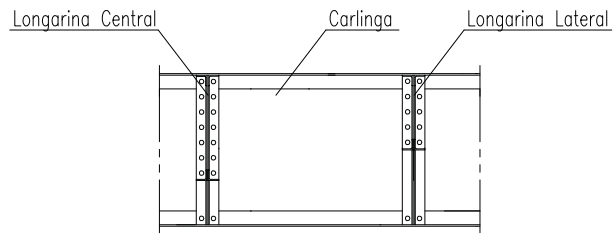


Figura 6.29 - Ligação entre as longarinas laterais/centrais e as carlingas.

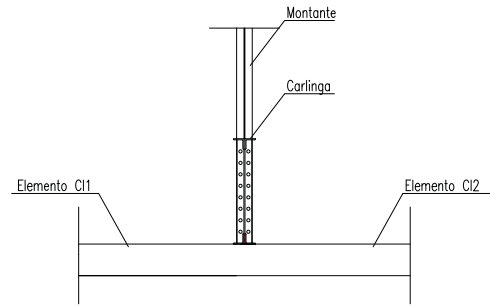


Figura 6.30 - Ligação as carlingas e os montantes.

Capítulo 7. Conclusões

Tendo em conta a revisão bibliográfica pode concluir-se que muitas das estruturas que marcam épocas no nosso país e no mundo ainda se encontram ativas. Essas obras de arte antigas, das quais muitas centenárias, são o exemplo de que se deve intervir nestas estruturas de forma a serem melhoradas e preservadas. Muitas das pontes rodoviárias construídas antigamente, com o passar dos anos devido ao crescente aumento das solicitações e das exigências, começam a apresentar problemas estruturais. Dessa forma a reutilização ou a manutenção, com a preservação do valor, deve ser uma prioridade com o objetivo de aumentar a vida útil das pontes, que cada vez mais têm uma importante relevância em termos de desenvolvimento económico, conseguindo-se assim aumentar o seu valor arquitetónico e estrutural.

A Ponte de Coruche tem cerca de 83 anos e ao modelar a estrutura num *software* informático, foi possível verificar que passados muitos anos desde a sua construção, considerando a sua geometria atual, a estrutura ainda se encontra com alguma margem de segurança no que diz respeito à sua capacidade resistente tendo em conta a exigente exposição perante as normas europeias - Eurocodigos. Após análise da estrutura atual concluiu-se que os elementos do banzo superior das vigas principais são os mais solicitados, sendo o elemento CS4 o mais próximo de exceder a sua capacidade resistente. No que diz respeito aos elementos da grelha metálica, que serve de apoio para o tabuleiro de betão, estão com alguma margem de manobra no que respeita à sua capacidade resistente.

Foi perante a necessidade de aumentar as exigências para a estrutura que se analisou três soluções de alargamento da mesma. A solução A que passou por mover uma das vigas principais da estrutura 1,50 m para uma das laterais. A solução B que passou por adicionar à estrutura existente uma nova viga principal formando dois “caixões” e a solução C pela passou por adicionar duas plataformas em consola, deixando o interior da estrutura existente para circulação de peões e bicicletas.

Após a modelação de cada uma das soluções e verificações de segurança, concluiu-se que a solução A é a que se adequa melhor às exigências atuais. Esta solução apresenta relevantes vantagens em relação às restantes. Uma das vantagens é o facto de esta ser a que se adequa melhor à arquitetura da obra atual. Outra está relacionada com a necessidade de alteração do traçado da faixa de rodagem, visto que as alterações necessárias no traçado para esta solução são menores quando comparadas com as restantes soluções.

De entre todas as vantagens que podemos enumerar, a mais relevante para a escolha da solução A tem em conta os esforços na estrutura, visto que alguns elementos, nomeadamente os banzos superiores são menos solicitados.

Depois de escolhida a solução A, verificaram-se a ação do sismo, ação do vento e fadiga. Após estas análises concluiu-se que a ação sísmica e a ação do vento são pouco relevantes para a estrutura. A estrutura apresenta uma massa muito reduzida pelo facto de ser construída em aço, logo os esforços em relação ao sismo são muito reduzidos. A ação do vento na estrutura pode ser desprezada uma vez que esta apresenta muitos espaços abertos, sendo os esforços na estrutura reduzidos.

A ação que provoca maiores esforços na estrutura é a ação da sobrecarga rodoviária. Desta forma a estrutura teve de ser reforçada, nomeadamente os perfis CS3, CS4, MT2 MT3, CI3 e CI4.

No que diz respeito às ligações concluiu-se que estas para garantirem em segurança a transferência de esforços entre elementos, necessitam de ser reforçadas com a colocação de um maior número de rebites.

Após conclusão desta dissertação podemos concluir que os objetivos inicialmente propostos foram cumpridos.

Referências Bibliográficas

- [1] Castilhos, A. (2014). Passarelas em Estrutura Treliçada de Aço. Dissertação de Mestrado. Rio Grande do Sul.
- [2] LNEC, Departamento de Materiais. (2010). Abordagem Sobre a Evolução na Construção de Pontes Metálicas. Lisboa.
- [3] M. do R. F. Martins, M. T. P. Torres, and P. C. M. Freire, *Pontes Metálicas Rodoviárias*. 1968.
- [4] N. E. Santos, “Conservação e Reabilitação de Pontes Metálicas,” 1998.
- [5] M. S. Pfeil, Walter . Pfeil, *Estruturas de aço Dimensionamento prático*. 2000.
- [6] E. C. H. Judith kJ. Stalnaker, *Structural Design in Wood (Vnr Structural Engineering Series)*. 1988.
- [7] “The manual of bridge.”
- [8] R. A. D. Simões, *Manual de Dimensionamento de Estruturas Metálicas*. 2005.
- [9] Centro Brasileiro de Constução em Aço. (2014). Citações e Referência Bibliográficas. Consultadas em <http://www.cbca-acobrasil.org.br/site/construcao-em-aco-acos-estruturais.php>
- [10] A. Reis, *Pontes Metálicas e Mistas - PMM. Apontamentos de apoio para a FunDEC. Instituto Superior Técnico. Lisboa*.
- [11] L. Mário, *Sismos e Edifícios*, Orion. Lisboa, 2008.
- [12] N. Europeenne, “European Standard,” pp. 1-36, 2009.
- [13] Joint Research Commission, *Bridge Design to Eurocodes Worked examples*, no. October 2010. 2012.
- [14] Eurocode, “Eurocode 1: Actions on structures - Part 2: Traffic loads on bridges,” *Eurocode 1*, vol. 2, no. 2003, 2003.
- [15] Appleton, J. (2013). *Estruturas de Betão*. Lisboa.
- [16] EN 1990. (2009). Eurocódigo 0 - Base para Projeto de Estruturas. Instituto Português da

Qualidade. Lisboa.

- [17] Freitas, N.J.S. (2014). Verificação de Segurança à fadiga em Pontes Rodovias. Dissertação de Mestrado. Feup. Porto
- [18] EN 1990. Anexo A1. (2009). Eurocódigo 0 - Base para Projeto de Estruturas. Instituto Português da Qualidade. Lisboa.
- [19] EN 1990. Anexo A2 - Pontes. (2009). Eurocódigo 0 - Base para Projeto de Estruturas. Instituto Português da Qualidade. Lisboa.
- [20] N. P. En, “EC3-1,” 2010.
- [21] EN 1993-1-1. (2010). Eurocódigo 3 - Projeto de Estruturas em Aço. Regras Gerais para Edifícios Instituto Português da Qualidade. Lisboa.
- [22] A, *Correia dos Campos*.(2012). *Tabelas Técnicas* .
- [23] APEB, “A Especificação do Betão. Guia para a utilização da norma NP EN 206-1,” p. 19, 2008.

Anexos

Anexo I - Peças desenhadas

- **Desenho 1** - Vista superior, inferior, transversal e em alçado da estrutura existente.
- **Desenho 2** - secções dos perfis da estrutura existente.
- **Desenho 3** - Vista superior, inferior, transversa e em alçado da solução A.
- **Desenho 4** - secções de reforço dos perfis da solução A.
- **Desenho 5** - Pormenores de Ligação da solução A.